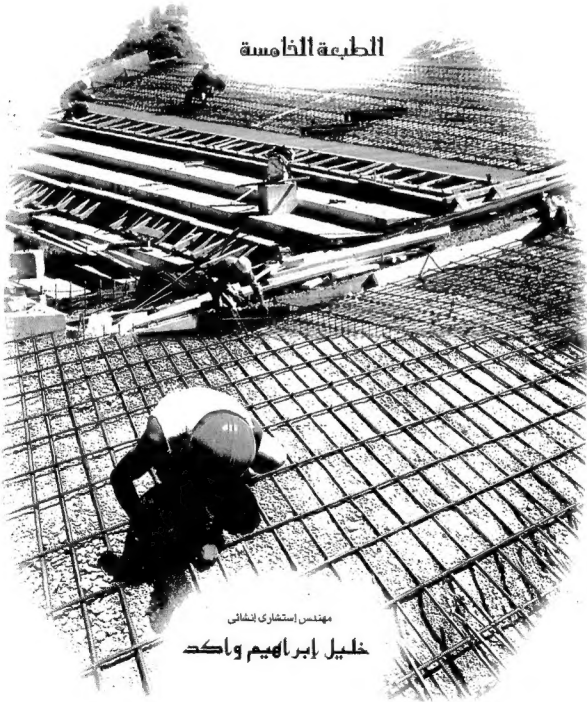


الدليل الإنشائي

لتصميم البلاطات الخرسانية

الطبعة الخامسة



مهندس إستشاري إنشائي

خليل إبراهيم واكد

تصميم البلاطات الخرسانية

مهندس استشاري إنشائي
خليل إبراهيم الأكيد

٢٠٠٣

رقم الإيداع بدار الكتب : ٢٠٠٣/١٧٤٥٧
التسجيل الدولي : ٧-٣٣٩-٢٨٧-٩٧٧

© حقوق النشر والطبع والتوزيع محفوظة لدار الكتب العلمية للنشر والتوزيع - ٢٠٠٣

لا يجوز نشر جزء من هذا الكتاب أو إعادة طبعه أو اختصاره بقصد الطباعة أو اختزان مادته العلمية أو نقله بأي طريقة سواء كانت إلكترونية أو ميكانيكية أو بالتصوير أو خلاف ذلك دون موافقة خطيه من الناشر مقدماً .

دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع

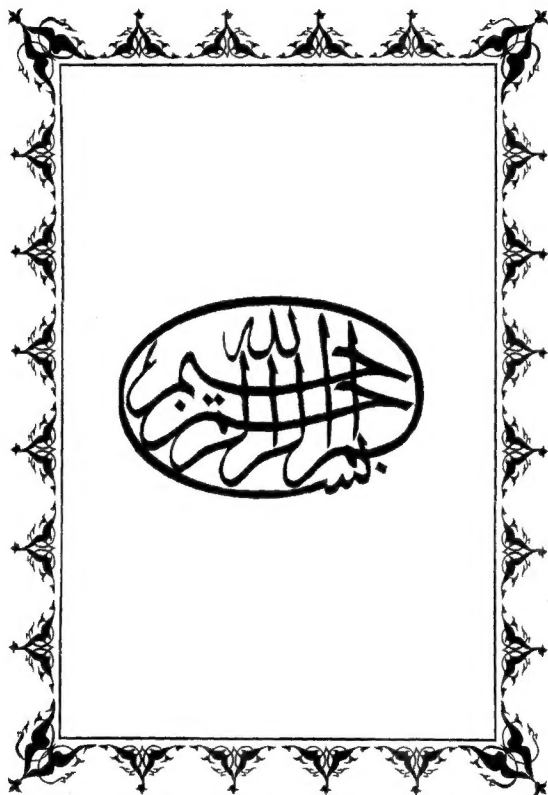
٥٠ شارع الشيخ ربحان - عابدين - القاهرة

٧٩٥٤٢٢٩ ☎

لمزيد من المعلومات يرجى زيارة موقعنا على الأنترنت

www.sbheg.com

e-mail: sbh@link.net





مقدمة الطبعة الرابعة

صدرت الطبعتان الأولى والثانية من كتابي الثاني " تصميم البلاطات الخرسانية " ونفنتا قبل صدور المواصفات المصرية الجديدة لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية لعام ١٩٩٥ والتي جعلت من الضروري إجراء تعديلات وإضافات جوهرية لهذا الكتاب قبل صدور هذه الطبعة الثالثة التي بين يديك الآن .

والمواصفات المصرية الجديدة مما أحتوته من معلومات قيمة تساير بها التطورات الحديثة في علم الخرسانة المسلحة من نظريات تصميم وطرق إنشاء سوف تؤدي بإذن الله إلى تيسير الطريق على المهندسين في مصر عند إطلاعهم دراساتهم للمواصفات الأجنبية الأخرى وخاصة المواصفات الإنجليزية BS 8110 التي لها مفاهيم قريبة جداً من مفهوم المواصفات المصرية الجديدة والخاصة بالتصميم حالات الحدود limit state Design Method وهذا الكتاب يوضح تصميم مختلف أنواع البلاطات الخرسانية الشائعة الإستعمال في مصر والعالم العربي وذلك بطريقة التصميم المسموح بها في الكود المصري لعام ١٩٩٠ وهما :

١- التصميم بطريقة اجهادات التشغيل Working State Design Method .

٢- طريق التصميم بحالات الحدود السابق ذكرها .

ومن هذه الأنواع المذكورة داخل الكتاب البلاطات المنفذة بالرفع lift slab

وبلاطات ذات الأعصاب waffle slab .

وطريقة التصميم باستخدام نظرية خطوط الكسر Yield Line Method وهذا

بالإضافة إلى الأنواع المعروفة من البلاطات وبلاطات مفرغة Hollow Black Slab .

ولأني أرجو من الله عز وجل أن يشمل برعايته وحفظه هذا الكتاب ويجعل فيه النفع والفائدة لمن يقرأه ، وللجزء الحسن في الأخيرة .

بسم الله الرحمن الرحيم

(والقيت عليك محبة مني ولتصنع علي عيسى)

" صدق الله العظيم "

العبد الراجي ربه

مهندس / خليل إبراهيم واكد



(ذلك فضل الله يؤتيه من يشاء والله ذو الفضل العظيم)

صرق (لله العظيم

خلال عشر سنوات من العمل المتواصل في التصميم الإنشائي للخرسانة المسلحة صادفني أنواع عديدة من البلاطات لزوم تغطية أسقف المنشآت المختلفة وكنت أجد عناء شديداً في تجميع المراجع اللازمة لتصميم الأنواع الخاصة منها كما كنت أجد بعض العناء في حل كثير من المشاكل الخاصة بالأنواع المتداولة منها ، كما لاحظت أنه لا يوجد مرجع واحد يضم هذه الأنواع المختلفة من البلاطات خصوصاً تلك المرتبطة بنوعية خاصة من تكنولوجيا التنفيذ الحديثة ، مما لا ريب فيه مثلاً أن البلاطات المنشأة بالرفع " LIFT SLABS " لها بخلاف الاعتبارات التنفيذية ، اعتبارات تصميمية مهمة ومختلفة عن الأنواع العادية من الأسقف .

ولقد تفضل الله عليّ ببعض علمه وعلمني كثير من هذه الأنواع المختلفة من البلاطات فأصبحت على دراية كافية بتصميمها وكيفية تنفيذها وكذلك بحلول المشاكل التي تعترضها ، لذلك فقد آليت على نفسي نشر هذا العلم بين الناس راجياً من الله أن يحتسب ذلك عنده من العلم النافع الذي يجزى به بالخير يوم القيامة أنه سميع مجيب الدعاء .

في هذا الكتاب ستلاحظ يا صديقي المهندس والطالب أنني لم أكتف بالمعلومات النظرية والقوانين المصاحبة لها بل قمت بتدعيم هذه المعلومات بأمثله علمية متدرجة في الصعوبة وبها كثير من مشاكل التصميم المصاحبة له .

وأنتى أرجو أن يكون هذا الكتاب بمثابة دفعة قوية لغيري من المهندسين في مصر لينشروا ما عندهم من علم نافع حتى تزدهر عملية التأليف العلمي في مصر لعنا في يوم من الأيام نجارى بها كثير من الدول المتقدمة .

وبالله تعالى نستعين ونستهدى

مهندس / خليل ابراهيم واكد

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

(وما أوتيتم من العلم إلا قليلاً)

سُورَةُ الْأَنْعَامِ

الآيَةُ ٨٥ الإسراء

الباب الأول

مقدمة إلى طريقة التصميم بإجهادات التشغيل
Working Stress Design Method

مقدمة إلى طريقة التصميم باجهادات التشغيل

WORKING STRESS DESIGN METHOD

مقدمة

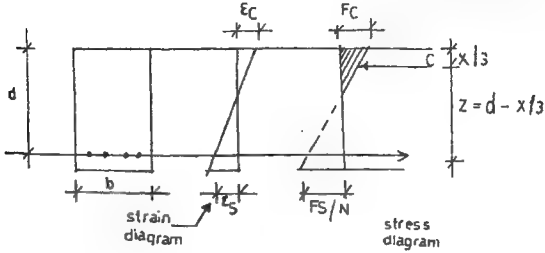
يعتبر العالم جى. بى مانينج (1924) G. P Manning هو أول مهندس قام بوضع قواعد مفاهيم للتحليل المرن للخرسانة المسلحة Elastic Analysis، إن حالات أحمال التشغيل مطلوبة في هذه الحالة للتحليل المرن لكل من تحليل القطاع Both Member & Section analysis.

تحليل القطاع: Section Analysis

إن قانون هوك Hook ونظرية بيرنولي Bernoulli تعتبران القاعدتان الأساسيتان للنظرية المرنة التقليدية للمادة المركبة من خرسانة وحديد تسليح. والفروض الأساسية المأخوذة في الاعتبار في تحليل الخرسانة المسلحة المعرضة لعزوم إنحناء تكون كالآتي:

١- تحت تأثير عزوم الإنحناء الصافية (Pure Flexure)

- * يتم إهمال مقاومة الخرسانة للشد.
- * لا توجد أى حركة نسبية لحديد التسليح في الخرسانة (إنزلاق تماسك) Bond Slip
- * الإجهادات في الخرسانة والتسليح تكون داخل النطاق المرن من الصفر إلى حمل التشغيل.
- * القطاعات المستوية للأعضاء قبل التحميل تظل مستوية تحت تأثير التحميل.



شكل (١-١)

وهذه الفروض سوف نصل بها إلى الصيغ المعروفة لإيجاد عمق وحديد التسليح وهو كالآتي:

$$d = k_1 \sqrt{M/b} \dots \dots \dots (1)$$

حيث b = عرض القطاع (منطقة الضغط)

d = عمق القطاع.

k_1 = ثابت يعتمد على كل من F_c إجهاد تشغيل الخرسانة المسموح به F_s إجهاد حديد التسليح المسموح به.

M = أقصى عزم إنحناء يؤثر على القطاع.

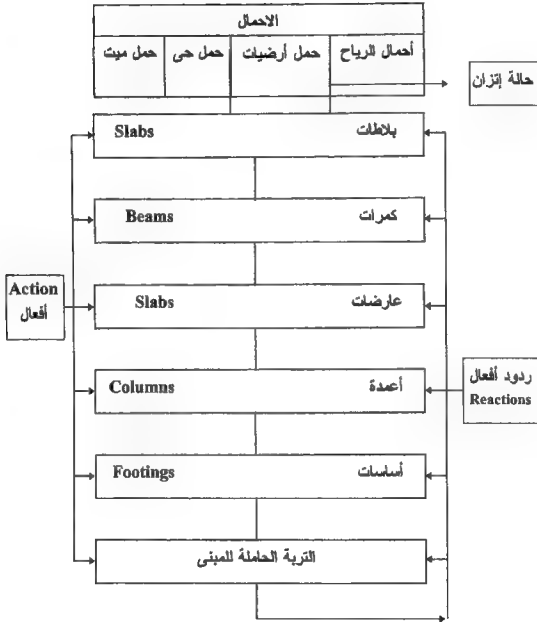
المعادلة الثانية كالآتي :

$$A_s = \frac{M}{K_2 \cdot d}$$

حيث : K_2 = ثابت يعتمد على F_s, F_c .

A_s = مساحة حديد التسليح المطلوبة لمقاومة العزم M .

خريطة سير الحمل لأي مبنى

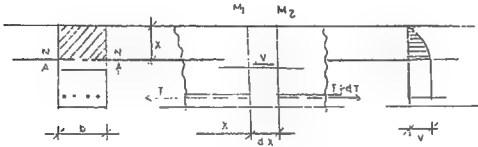


(٢) الشد القطرى : Diagonal Tension

إن الشد القطرى هو محصلة إجهادات القص الرأسى Vertical Shear

وإجهادات القص الأفقى Horizontal Shear

ولأى قطاع خرسانى فإن توزيع إجهاد القص أعلى محور الخمول Neutral Axis يمكن إفتراضه على أنه على شكل قطع مكافئ عادى (أنظر شكل (١-١))، وتحت محور الخمول يفترض أن التغير فى الشد dT على طول العنصر dx تتم مقاومته بقوة على القطاع A-A.



شكل (١-٢)

$$dT = vb dx$$

لذلك فإن:

وأيضاً:

$$\frac{dm}{dz} = \frac{m_1 - m_2}{z} = T$$

$$\frac{dm}{dz} = vbz = q$$

إن:

$$v = \frac{q}{bz}$$

حيث

لذلك:

$$z = 0.87 d$$

$$v = g = \frac{q}{0.87 bd}$$

(٣) قوة التماسك Bond

لانتقال الشد من الخرسانة إلى حديد التسليح يجب أن تعتمد على إجهاد التماسك Bond Stress بين الخرسانة وأسياخ التسليح.

وإذا حدث إنزلاق لهذه الأسياخ فإن كل مقاومة الانحناء Flexure ومقاومة القص Shear Strength للخرسانة لن تتولد.

ولدينا نوعين من إجهادات التماسك.

(أ) تماسك الإنحناء Flexural Bond

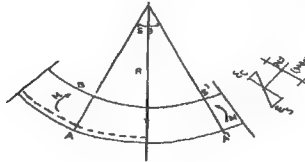
(ب) تماسك الرباك Anchorage Bond

ولمزيد من التفاصيل يمكن الرجوع إلى الفصل التاسع من الكتاب الثالث للمؤلف "Beams" تصميم الكمرات الخرسانية.

(٤) جساءة الانحناء Flexural Rigidity

إن جساءة الإنحناء (EI) تعتبر خاصية هامة جداً للقطاع الخرسانية المسلح خاصة في حساب تشكيلاته (الترخيم) Deflection.

وهنا سوف نقوم بإشتقاق صيغة أو مصطلح Expression لجساءة الإنحناء لقطاع خرساني مشرخ Cracked Section وذلك من خلال معادلة الإنحناء Equation of Bending.



شكل (٣-١)

من الشكل (٣-١)، فإن الإنفعال عند مستوى حديد التسليح يمكن الحصول عليه من المعادلة

$$\epsilon_s = \frac{(R + (1-n)d)dQ - RdQ}{RdQ} = \frac{\Delta L}{L}$$

$$\epsilon_s = \frac{(1-n)d}{R}$$

$$\frac{M}{I} = \frac{E}{R}$$

من معادلة الإنحناء

$$\frac{1}{R} = \frac{\epsilon_s}{(1-n)d}$$

وبالتالى

$$EI = \frac{M(1-n)d}{\epsilon_s}$$

وذلك

$$M = A_s f_s \left(1 - \frac{n}{3}\right) d$$

والآن

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$M = \rho b f_s \left(1 - \frac{n}{3}\right) d^2$$

إذن

$$EI = \rho b f_s \left(1 - \frac{n}{3}\right) d^2 \frac{(1-n)d}{\epsilon_s}$$

$$\frac{f_s}{\epsilon_s} = E_s$$

معامل يونج للحديد

$$EI = \rho b E_s (1-n)(1-n) b d^3$$

إذن

$$EI = K b d^3$$

أو

$$k = \rho E_s \left(1 - \frac{n}{3}\right) (1-n)$$

حيث

٢- الطريقة المحسنة للتصميم بإجهادات التشغيل طبقاً للمواصفات المصرية

لعام ١٩٩٥

المادة (٣-٥) قطاعات معرضة إلى عزوم أنحناء أو قوى لا مركزية. (٥-٣-

١) فروض أساسية وإعتبارات عامة:

٤-٢-١-٢-ج- أعلى قيم مسموح بها للعزوم $M_{u \max}$ ونسب μ_{\max} فى مقاطع

خرسانية مسلحة بالصلب جهة الشد فقط ومعرضة لعزوم

إنحناء هي

$$M_{u,max} = R_{max} f_{cu} b d^2 / \gamma_c \dots\dots\dots (٤-٤)$$

$$\mu_{max} = A_s / (b.d) = \{0.67(f_{cu} / \gamma_c) / (f_c / \gamma_s)\} (a_{max} / d) \dots (٥-٤)$$

وتعطى الجداول (٤-١) ، (٤-٢) التالية قيم R_{max} ، μ_{max} لنسب توزيع العزوم ولجهودات الصلب المتعددة . الجدول رقم (٤-١) يعطى هذه الحدود القصوى فى الحالات التى لا يسمح فيها بأى إعادة لتوزيع العزوم الحانية على القطاعات اى تؤخذ قيم العزوم الحانية طبقاً لنظريات المرونة فى الكمرات والبلاطات والإطارات غير المحددة استاتيكيّاً والمحملة بالاحمال القصوى وطبقاً لشروط الباب السادس على انه فى هذه الحالة يفضل أن تكون للعزوم الحانية فى الكمرات والبلاطات للعناصر الإنشائية وكذلك لنوعيات الإرتكاز وتطابقها مع الإفتراضات التصميمية وكذلك يجب التأكد من أن شروط التشكل والتشريح مستوفاة .

جدول (٤-١) معامل الحد الأقصى لمقاومة العزوم R_{max} ونسبة صلب التسليح القصوى μ_{max} ونسبة العنق الأقصى لمحور الخمول إلى العنق للفعال (a_{max} / d) للمقطع المسلح جهة الشد فقط

| Type of steel * | c_{max}/d | μ_{max} | R_{max} |
|-----------------|-------------|------------------------------|-----------|
| 24/35 | 0.50 | $8.56 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.214 |
| 28/45 | 0.48 | $7.00 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.208 |
| 36/52 | 0.44 | $5.00 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.194 |
| 40/60 | 0.42 | $4.31 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.187 |
| 45/52 ** | 0.40 | $3.65 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.180 |

* طبقاً للجدول رقم (٢-١) وحيث f_{cu} بوحدات كجم/سم^٢

** خاصة لصلب الشبك مع إستيفاء ما جاء بالبند ٤-٢-١-١-٣

أما فى حالة السماح بإعادة توزيع العزوم بمقدار $\pm ١٠\%$ فيجب فلا تتعدى قيم R_{max} و μ_{max} للقيم الواردة فى الجدول رقم (٤-٢) .

جدول (٤-٢) معامل الحد الأقصى لمقاومة العزوم R_{max} ونسبة صلب التسليح القصوى μ_{max} فى حالة اعادة توزيع عزوم بمقدار $\pm ١٠\%$

| Type of steel * | c_{max}/d | μ_{max} | R_{max} |
|-----------------|-------------|------------------------------|-----------|
| 24/35 | 0.40 | $6.85 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.180 |
| 28/45 | 0.38 | $5.58 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.173 |
| 36/52 | 0.34 | $3.88 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.157 |
| 40/60 | 0.32 | $3.29 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.150 |
| 45/52 ** | 0.30 | $2.74 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.142 |

* طبقاً للجدول رقم (١-٢)

** خاصة لصلب الشبك مع إستيفاء . ما جاء بالبند ٤-٢-١-١-٣

١-٥ إعتبارات عامة

يتناول هذا الباب الأسس التي تعتمد في تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة بطريقة المرونة نتيجة تأثير أحمال وأفعال التشغيل (٣-١-١-١-٣) . ولأستيفاء شروط الأمان عند إستخدام طريقة المرونة يجب تحقيق ما يلي :

أ- أن لا تتعدى قيم الإجهادات في كل من الخرسانة وصلب التسليح تحت تأثير أحمال التشغيل قيم الإجهادات المسموح بها طبقاً للجدول رقم (١-٥) وذلك لقطاعات معرضة لعزوم إنحناء أو قوى لا مركزية أو لقطاعات معرضة لقوى قص أو عزوم لى أو قوى قص مصحوبة بعزوم لى .

ب- أن يتم إستيفاء الشروط الخاصة بحالات حدود التشكل والترخيم (بند ٤-٣) وكذلك الشروط الواردة فى البند (٦-٤) والخاصة بحالات حدود الإرتزان (الإنبعاج سواءاً بالنسبة لإجهادات الخرسانة أو الصلب) .

ويتم تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لعزوم إنحناء أو قوى لا مركزية طبقاً لشروط البند (٥-٣) ولقطاعات معرضة لقوى قص طبقاً للبند (٥-٤) ولقطاعات معرضة لعزوم لى طبقاً للبند (٥-٥) ويتم تحديد مقاومة الإرتكاز طبقاً للبند (٥-٦) والتحقق من التماسك طبقاً للبند (٤-٢-٥) .

٢-٥ الإجهادات - إجهادات التشغيل المسموح بها .

Allowable Working Stresses

٢-٥-١- الجدول (١-٥) يبين الإجهادات المسموح بها لتشغيل الخرسانة

وصلب التسليح لخرسانة تتراوح إجهادتها المميزة بعد ٢٨ يوماً بين

١٥٠ و ٣٠٠ كجم/سم^٢ ولنوعيات الصلب المختلفة مع ملاحظة ما

جاء بالبنود (١-٥-١ ، ١-٥-١-ب) .

٢-٥-٢ إجهادات الضغط المسموح بها في حالة القطاعات المعرضة لضغط لا

مركزي يجب أن لا تتعدى القيم التالية :

$$(0.23 + 0.32 e/t) f_{cu} \leq f_c \text{ where } (e/t \geq 0.05)$$

حيث f_c إجهاد الخرسانة المعطى بالجدول (١-٥).

جدول (١-٥) إجهادات التشغيل للخرسانة والصلب

| أنواع الإجهادات | المستطاب | إجهادات التشغيل وفقاً لنوع الفولاذ حسب متطلباته المتبعة | | | | | |
|--|----------|--|------|------|------|------|------|
| مقاومة الخرسانة المميزة | f_{cu} | ١٥٠ | ١٧٥ | ٢٠٠ | ٢٢٥ | ٢٥٠ | ٢٧٥ |
| الضغط المستمر | f_{cp} | ٤٠ | ٤٥ | ٥٠ | ٥٥ | ٦٠ | ٦٥ |
| الإنحناء أو الضغط كبير التركيز | f_c | ٦٥ | ٧٠ | ٨٠ | ٩٠ | ٩٥ | ١٠٠ |
| الصلب أو الفولاذ مقاومة الفولاذ معدل تسليح في القطاعات والقواعد سوى تسليح في الأضلاع الأخرى ويجوز تسليح جدي في جميع الأضلاع الصلب والقياس ٥٥٥٥٥ | f_y | ٧ | ٧ | ٨ | ٨ | ٩ | ٩ |
| | f_u | ٥ | ٥ | ٦ | ٦ | ٧ | ٧ |
| | f_u | ١٥ | ١٥ | ١٧ | ١٨ | ١٩ | ٢٠ |
| | f_u | ٢١ | ٢١ | ٢١ | ٢١ | ٢١ | ٢١ |
| الصلب الثقوب | f_{cp} | ٧ | ٧ | ٨ | ٨ | ٩ | ٩ |
| الصلب * ١ - صلب طرس ٢٥/٢٤ ٢ - صلب ١٥/٢٨ ٣ - صلب ٥٢/٣٦ ٤ - صلب ٦٠/٤٠ ٥ - الفولاذ المطبق ٥٢/٤٥ لصلب أو التبرعات أو ذو الأعضاء | f_s | ١٤٠٠ | ١٤٠٠ | ١٤٠٠ | ١٤٠٠ | ١٤٠٠ | ١٤٠٠ |
| | | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ |
| | | ٢٠٠٠ | ٢٠٠٠ | ٢٠٠٠ | ٢٠٠٠ | ٢٠٠٠ | ٢٠٠٠ |
| | | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ |
| | | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ |
| | | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ | ١٦٠٠ |
| | | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ |
| | | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ | ٢٢٠٠ |

* على أن تخفض إجهادات الصلب طبقاً لإستيفاء شروط حد التشرح بند (٤-٤)

٢-٣ إذا دعت هذه الظروف لذلك .

** مع مراعاة ما جاء بنود (٥-٥-٤) ، (٥-٥-٥) .

*** هذه الجهودات في حالة الكمرات والبلاطات التي تخافتها تزيد عن ٢٠ سم وتقتص الجهودات المسموح بها تبعاً لسمك البلاطات عن القيم المعطاة بمقدار ١٥ و ٢٠ و ٢٥ و ٣٠ كجم/سم^٢ على التوالي للبلاطات ذات سمك ٢٠ و ٢٥ و ٣٠ و ٤٠ و ٥٠ سم

**** هذه القيمة تمثل أكبر إجهاد ضغط محوري على القطاع عند مستوى أحمال التشغيل .

***** في حالة وجود قص مصحوب بعزوم لى يتم تحديد قيم q_2 & q_c بضرب القيم المعطاة في هذا الجدول لحالة القص أو اللي في المعاملات δ_{II} ، δ_{III} كما في المعادلات (٥-١٧) ، (٥-١٨) حيث : δ_{II} ، δ_{III} معرفين كما في (٤-٥٠) .

٢-٣-٥ يتم حساب إجهادات الشد المسموح بها المسموح بها للخرسانة لتحقيق إشرطات حدود التشرخ تحت أحمال التشغيل في المنشآت المعرض أسطحها في الشد من حيث التعرض البيئي للقسمين الثالث والرابع من جدول (٤-١١) أو في أى أحوال أخرى تستدعي ذلك طبقاً لشروط البنود (٤-٣-٢-٦، ٧)

٣-٥-٣ القطاعات المعرضة لعزوم إنحناء أو قوى لا مركزية

٣-٥-١- الفروض الأساسية والإعتبارات العلمية

- يتم تصميم القطاعات المعرضة لعزوم إنحناء أو قوى لا مركزية باستخدام طريقة المرونة طبقاً للفروض والإعتبارات العامة التالية :
- ١- توزيع الإنفعالات على القطاع توزيعاً خطياً وبالتالي تعتبر الإنفعالات في الصلب والخرسانة تتناسب مع بعدها عن محمر الخمول وذلك في كل العناصر عدا للكمات العميقة فيكون توزيع الإنفعالات لاخطياً
 - ٢- تسلك الخرسانة والصلب مسلك المواد المرنة في حدود أحمال التشغيل .

٣- تهمل الخرسانة في الشد عموماً ويقاوم صلب التسليح جميع إجهادات الشد .

٤- تؤخذ نسبة معايير مرونة الصلب E_s إلى معايير مرونة الخرسانة E_c كما يلي :

أ- عند تحديد الأبعاد وحساب الإجهادات

$$n = E_s/E_c = 15 \dots\dots\dots (5-2-a)$$

ب- عند حساب التشكل المرن Elastic Deformation وعند تحديد القيم غير المحدودة إستاتيكيًا وكذلك عند تحديد قيم الخرسانة في الشد فى العناصر التى تتطلب تحديد الأبعاد الخرسانية للمقطع دون أن تتعدى إجهادات الشد فى الخرسانة حداً معيناً دون تشرح ناتجة عن الشد (بند ٤-٣-٢-٦ و ٧)

$$n = 10 \dots\dots\dots (5-2-b)$$

٥- يجب إستيفاء شروط حد التشرح (بند ٤-٣-٢) عند تحديد قيم إجهادات التشغيل التصميمية للصلب المستخدم .

٦- إذا ثبت بالإختبارات فى معامل معتمدة أن إجهاد الخضوع f_y لأسياخ الصلب الطرى العادى المستديرة من صناعة معينة يزيد على ٢٨٠٠ كجم/سم^٢ فيؤخذ الإجهاد المسموح به هو $(f_y/2)$ بحد أقصى ١٦٠٠ كجم/سم^٢ .

٧- فى حالة إستخدام أسياخ ملساء من الصلب عالى الشد لا يسمح بإجهادات تزيد على ١٦٠٠ كجم/سم^٢

٨- لا يوصى باستعمال الصلب عالى الشد مع خرسانة نقل المقاومة المميزة لمكعباتها بعد ٢٨ يوماً عن ١٧٥ كجم/سم^٢ .

٩- إذا كانت الإجهادات الناتجة عن تأثير الرياح أو الإنكماش أو الزلازل أو تغير درجة الحرارة أو الاحتكاك فى الركائز أو الهبوط غير المتساوى المحتمل لمنشأ ما ينتظر زيادتها على ١٥ ٪ من الإجهادات الناتجة عن الأحمال الرئيسية ، فيجب فى هذه الحالة عند حساب المنشأ إعتبار هذه العوامل ، ويمكن عندئذ زيادة الإجهادات المسموح بها فى حدود ١٥ ٪ لكل

عامل منها ويحد أقصى مقداره ٢٥ ٪ لكل هذه العوامل مجتمعة مع ملاحظة عدم جمع تأثيرات للزلازل مع الرياح .

١٠- فى حالة المقاطع المستطيلة المعرضة لإحناء مزدوج يمكن زيادة أقصى إجهاد مسموح به فى الضغط عند ركن المقطع المعرض لأقصى إجهاد ضغط بمقدار ١٠ كجم/سم^٢ وذلك عن القيم المبينة بالجدول (١-٥) .

٢-٣-٥ القطاعات المعرضة لعزوم إحناء

١- تصمم القطاعات المعرضة لعزوم إحناء منفردة أو عزوم إحناء مزدوجة طبقاً للفروض الأساسية والإعتبارات العامة الواردة فى البند (١-٣-٥) وبحيث ألا تتعدى إجهادات التشغيل فى الخرسانة والصلب قيم إجهادات التشغيل بها طبقاً للجدول (١-٥) ومع مراعاة ما ورد فى البند (١-٣-٥) .

٢- يجب أن لا تقل نسبة صلب التسليح فى القطاعات المعرضة لعزوم عن القيم المعطاة فى البند (٢-٤-١-٢-٤) .

٣- يجب أن لا تتعدى نسب صلب التسليح فى القطاعات المزودة بصلب ناحية الشد فقط القيم المعطاة فى جدول (٢-٤) فى بند (٢-٤-١-٢-٤-ج) وذلك لنوعيات الصلب المختلفة .

٤- لا يسمح بإعادة توزيع العزوم فى العناصر غير المحددة إستاتيكيًا بقيم تتعدى ± ١٠ ٪ مع مراعاة كافة الشروط الواجب الوفاء بها لإمكان إعادة توزيع العزوم والمعطاة فى البند (٢-٤-١-٢-٤-ج) .

٤-٢-١-٢-٤ استخدام صلب مقاوم للضغط فى القطاعات الخرسانية المستطيلة المعرضة للعزوم

١- يمكن زيادة مقاومة القطاعات عن الحدود القصوى المذكورة فى البند السابق (٢-٤-١-٢-٤-ج) وذلك باستخدام صلب ناحية الضغط فى القطاعات (شكل ٦-٤) ويتم حساب المقاومة القصوى للمقطع فى هذه الحالات من المعادلات التالية:

$$M_u = R_{max} \cdot (f_{cu}/\gamma_c) \cdot b d^2 + (f_{cu}/\gamma_c) A_s \cdot (d-d') \dots\dots\dots (4-6)$$

حيث :

$$A_s (f_{cu}/\gamma_c) = 0.67 a_{max} \cdot b \cdot f_{cu} / \gamma_c + A'_s f_y / \gamma_s \dots\dots\dots (4-7)$$

ويشترط عند استخدام هذه المعادلات واستخدام الصلب المقاومة للضغط ما يلي:

١- إجراء حسابات لقيم الإنفعال في الخرسانة المضغوطة عند مستوى الصلب

المقاومة للضغط وللتأكد من أن الإنفعال المذكور مضروباً في E_s يعطى

إجهاداً أكبر من أو يساوى (f_{cu}/γ_c) ويمكن التغاضى عن هذا في حالة ما إذا

كانت

في حالة الصلب الطرى العادى $(d'/d \leq 0.2)$

في حالة الصلب ٥٢/٣٦ $(d'/d \leq 0.15)$

في حالة الصلب ٦٠/٤٠ $(d'/d \leq 0.1)$

وفى غير تلك الظروف يتم تطبيق طريقة الإنفعالات لتحديد المقاومة القصوى للمقطع.

٢- وضع كانات على مسافات لا تزيد على ١٥ مرة قطر السيخ المضغوط وذلك لضمان عدم تبعاج الاسياخ المضغوطة.

٣- استيفاء شروط حدود التشكل والترخيم.

٤- يفضل عدم زيادة نسبة الصلب المضغوط $(\mu' = A'_s / bd\mu')$ فى المقطع المعرض للعرض عن ٤,٠٪.

٥- فى جميع الأحوال يجب مراعاة ضرورة وضع صلب ناحية الضغط فى الكمرات بنسبة لا تقل عن ١٠٪ من صلب الشد فى الكمرات. وذلك أن الصلب المضغوط يساعد على الحد من تزايد الترخيم على المدى الطويل.

Long term deflection

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

(قالو سبحانك لا علم لنا إلا ما علمتنا
أنك أنت العليم الحكيم)

صَلَّى اللَّهُ عَلَيْهِ وَسَلَّمَ

الآية ٣٢ البقرة

الباب الثاني

طريقة التصميم بحالات الحدود القصوى

طريقة التصميم مجالات الحدود القصوى

عمومياً:

سمحت المواصفات القياسية المصرية لعام ١٩٩٥م باستخدام مفهوم التصميم بحالات الحدود القصوى المحدودة للخرسانة المسلحة في مصر، وهذا المفهوم مسموح باستخدامه في المملكة المتحدة (بريطانيا) منذ عام ١٩٧٢ وذلك من خلال المواصفات القياسية البريطانية CP. 110, BS. 8110.

تعريفات:

حالة الحدود لأى منشأ تعرف على أنها الحالة المعينة التى عندها يفشل المنشأ فى تحقيق الغرض الذى صمم من أجله.

تصنيف أنواع حالات الحدود:

توجد ثلاثة أنواع من حالات الحدود يجب إستيفاء شروطها فى تصميم أى منشأ وهى كالتالى:

(أ) حالة حد المقاومة القصوى Ultimate Strength Limit State وهو الحد الذى يضمن من الناحية الإحصائية عدم حدوث انهيار للمنشأ أو الأجزاء منه والنتيجة عن وصول القطاع إلى حد المقاومة للقصوى له. وهذا الحد يتحكم فى طبيعة انهيار الأجزاء المنشأ (بند ٤-٢).*

(ب) حالة حد الأثران : Stability Limit State وهذا الحد الذى يضمن من الناحية الإحصائية عدم حدوث انهيارات ناتجة عن الاتبعاج Buckling (بند ٤-٦) أو الانقلاب Overturning أو الطفو Uplift أو الإنزلاق Sliding للمنشأ.

* المواصفات القياسية المصرية للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٥ بند ٣-١-١، ص ٣٨-٣٩.

** أرقام البنود من المواصفات القياسية المصرية لعام ١٩٩٥.

(ج) حالات حدود التشغيل: **Servicability Limit States** وهى الحدود التى يؤثر تجاوزها سلبياً على استخدام المنشأ ومثقلته. وينقسم هذا البند إلى حالات الحدود التالية:

أ- حالات حدود التشكل والترخيم: **Deformation and deflection limit states**

وهى الحالات التى تضمن من الناحية الإحصائية عدم حدوث تشكلات أو ترخيم يتجاوز الحدود المسموح بها والتى تؤثر على كفاءة استخدام عناصر المنشأ (بند ٤-١-٣). وهى الحالة التى تضمن من الناحية الإحصائية عدم حدوث شروخ باتساع (Carck Width) يؤثر سلبياً على كفاءة المنشأ أو تحد من صلاحيته أو طول فترة هذه الصلاحية أو تؤثر أيضاً على المظهر العام لأجزائه (بند ٤-٣-٢).

(١-٢) حالة حد المقاومة القصوى: **Ultimate limit state (U. L. S.)**

(١-١-٢) حالة حد المقاومة القصوى للأحمال: **(U. L. S.)**.

أ- الحمل المميز **The Characteristic load**

هو نفسه حمل التشغيل **Working Load** الذى يستخدم عادة فى طريقة التصميم بإجهادات التشغيل **Working Stress Design Method** ويرمز له بالرموز الآتية:

(أ) الحمل الميت **Dead load** G_k, g_k

(ب) الحمل الحى **Live Load** Q_k, q_k

تعريفات **Defintions**

الحمل المميز هو هذه القيمة للحمل التى لها احتمالية **Probability** مقبولة الإيزداد الحمل عنها أثناء العمر الافتراضى للمنشأ. ويمكن للرمز للحمل المميز بالرمز (F_k) .

وهذا الحمل المميز يمكن تحديده وحسابه من خلال الحمل المتوسط **Mean Load** بالإضافة إلى قيمة الحيدود القياسى **Standard Deviation** عن المتوسط. وذلك من خلال العلاقة التالية :

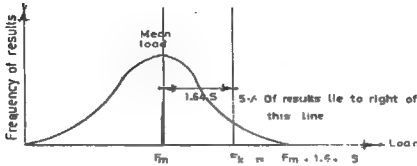
$$F_k = F_w + 1.64 S$$

* الحرف الكبير يرمز للحمل والحرف الصغير يرمز للحمل منتظم

حيث :

Mean Load = F_w الحمل المتوسطStandard deviation = S الحيدود القياسي

والحمل المميز يمكن تعريفه على أنه قيمة الحمل الذي تخرج عن قيمته أكثر من ٥% من منحنى الإحمال (شكل ١-٢) خلال العمر الافتراضى للمنشأ.



شكل (١-٢) الحمل المميز

ملاحظة:

gk = الحمل المميز منتظم التوزيع لكل متر مربع (الكمرات سوف يكون للمتر الطولى).

Gk = الحمل الكلى للبحر الواحد.

ولذلك يصبح $Gk = gk \cdot L$

حيث:

L = بحر الكرة

ب- الحمل التصميمي: Design Loads

(أو الحمل الأقصى) (Ultimate Loads)

الحمل التصميمي يمكن الحصول عليه بضرب الحمل المميز بمعامل أمان

جزئى Partial Safety Factor.

أى أن $\gamma g = \gamma_f \cdot gk$

الحمل الميت للتصميمي = معامل أمان جزئي \times الحمل الميت المميز .

هذا المعامل للأمان الجزئي γ_r (معامل زيادة الأحمال) يتم الأخذ به لتدارك العوامل التالية وأخذها في الاعتبار لحدود الأمان:

(١) زيادة غير معتادة محتملة للحدوث في الحمل أكثر من الحمل المميز
Charcteristic Load المأخوذ في الاعتبار.

(٢) ترتيب غير دقيق لتأثير الأحمال.

(٣) إختلافات في دقة الأبعاد أثناء تنفيذ المنشأ.

(٤) أهمية حالة الحدود Limit State المأخوذة في الاعتبار حيث يختلف قيمة المعامل γ_r باختلاف حالات الحدود وهذه القيم كما هو مذكور في الكود المصري للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٥ في البند رقم (٣-٢-١) وقام المؤلف بوضعها في جدول (٢-١) وذلك للاختصار.

بند (٢-٣) تحديد الأمان عند استعمال طريقة حالات الحدود

(٣-٢-١) تحديد الأحمال والأفعال

أ- أحمال وأفعال التشغيل Service Loads

تعرف أحمال التشغيل بأنها الأحمال المنتظر حدوثها تحت ظروف التشغيل والتي تكون احتمالات الزيادة في قيمتها لا تتعدى ٥٪ وذلك بناءً على نتائج وبيانات احصائية وتؤخذ هذه الأحمال طبقاً للكود المصري للأحمال وتشمل الأحمال الحية والدائمة وكذلك أحمال الرياح والزلازل وضغط الأتربة والسوائل والأحمال الديناميكية وأيضاً تأثيرات فرق الهبوط وأفعال الزحف والإتكماش وتغيرات درجات الحرارة المنتظرة. وفي الأجزاء المعرضة للزلازل يؤخذ تأثير تلك الزلازل تبعاً لشدتها.

ب- قيم الأحمال والأفعال القصوى لحالة الحد الأقصى للمقاومة

تحمب الأحمال والأفعال القصوى على عناصر المنشأ المختلفة بضرب أحمال التشغيل المعرفة في البند (٣-٢-١-١) في معاملات زيادة الأحمال كما يلي:

١- في العناصر المعرضة لأحمال حية ولتي يمكن فيها أهمل تأثير أحمال الرياح والزلازل يؤخذ الحمل الأقصى:

$$U = 1.4 D + 1.6 L \quad (3-1)$$

حيث Dead Loads الأحمال الدائمة = D

Live Loads الأحمال الحية = L

٢- في حالة ما إذا كان الحمل الحي لايزيد على ٠,٧٥ من قيمة الأحمال الدائمة يمكن أخذ قيمة الأحمال القصوى:

$$U = 1.5 (D+L) \quad (3-2)$$

٣- في العناصر المعرضة لأحمال حية بالإضافة إلى الأحمال الناشئة عن الضغوط الجانبية نتيجة للسوائل أو الأتربة يكون الحمل الأقصى:

$$U = 1.4 D + 1.6 (E+L) \quad (3-3)$$

حيث E = Lateral Loads

وبشرط ألا تقل قيمة U عن القيمة المعطاة بالمعادلة (٣-١).

أما في حالة الضغوط الجانبية للسوائل المحصورة داخل عناصر محددة الأبعاد مثل الخزانات فيستبدل القيمة 1.6 E في المعادلات (٣-٣)، (٣-٧) بالقيمة (1.4 E).

٤- في حالة وجود أحمال ناشئة عن ضغط الرياح (W) أو أحمال ناشئة عن زلازل (S) يؤخذ الحمل الأقصى القيمة الأكبر من أي من المعادلتين التاليين:

$$U = 0.8 (1.4 D + 1.6 L + 1.6 W) \quad (3-4)$$

$$U = 0.8 (1.4 D + 1.6 L + 1.6 S) \quad (3-5)$$

وبشرط ألا تقل قيمة U عن القيمة المعطاة بالمعادلة (٣-١) ولا يجوز الجمع بين حالتى أحمال الرياح والزلازل.

٥- في حالات التحميل التي يؤدي فيها خفض الأحمال الدائمة إلى زيادة قيمة الأفعال القصوى في بعض القطاعات يؤخذ معامل الأحمال الدائمة (0.9).

٦- في حالة ما إذا كانت الأحمال الدائمة تزيد من ثبات المنشأ تستبدل الأحمال القصوى في البنود (٤،٣،١) للمابقة بما يلي على التوالي:

$$U = 0.9 D + 1.6 L \dots\dots\dots (3-6)$$

$$U = 0.9 D + 1.6 E \dots\dots\dots (3-7)$$

$$U = 0.9 D + 1.3 W \dots\dots\dots (3-8)$$

$$U = 0.9 D + 1.3 W \dots\dots\dots (3-8)$$

٧- عند حساب تأثير تغييرات درجة الحرارة وفروق الهبوط والزحف والإتكاش (T) يؤخذ الحمل الأقصى كما يلي:

$$U = 0.8 (1.4 D + 1.6 L + 1.4 T) \dots\dots\dots (3-10)$$

بشرط ألا يقل عن:

$$U = 1.4 (D + T) \dots\dots\dots (3-11)$$

وتحسب تأثير هذه الانفعالات طبقاً للبند ٣-٣

٨- يمكن أن تعامل الأحمال الديناميكية (K) على أساس حمل إستاتيكي إضافي مكافئ ويؤخذ الحمل الأقصى كما يلي:

$$U = 1.4 D + 1.6 L + 1.6 K \dots\dots\dots (3-12)$$

مع مراعاة ما جاء في المعادلة (٦-٣).

ج- قيم الأحمال والأفعال في حالة التصميم بطريقة المرونة وحالات حدود التشغيل:

١- عند التصميم بطريقة المرونة (بند ٣-١-٢) وكذلك عند حساب حالات حدود التشغيل طبقاً للبند (٣-١-١-٣) (الترخيم والتشريح بطريقة المرونة) تعتبر قيم الأفعال والأحمال الحسابية مساوية لقيم أحمال التشغيل بند (٣-٢-١-١)

٢- في حالات التحميل التي يؤدي فيها خفض الأحمال الدائمة إلى زيادة قيمة الأفعال القصوى في بعض القطاعات يؤخذ معامل الأحمال الدائمة (0.9).

٣- في حالة ما إذا كانت الأحمال الدائمة تزيد من ثبات المنشأ تؤخذ أحمال التشغيل كما يلي:

$$1- 0.9 D + L \quad \dots\dots\dots (3-13)$$

$$2- 0.9 D + W \text{ Or } 0.9 D + S \quad \dots\dots\dots (3-14)$$

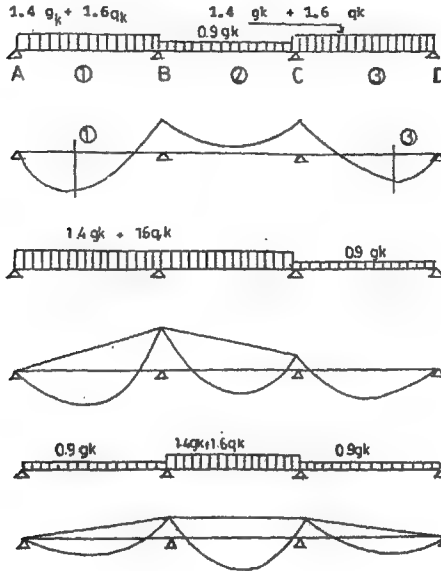
مع ضرورة أخذ معامل الأمان الكافي الذي يضمن إستيفاء شروط حاله حد الأتزان.

جدول (٢-١)

| رياح أو زلازل | حمل حي | | حمل ميت | | حالات التحميل |
|------------------|------------------|---------|------------------|---------|---------------------------------------|
| | حد أقصى | حد أدنى | حد أقصى | حد أدنى | |
| صفر | ١,٦ | صفر | ١,٤ | ٠,٩ | ١- حمل حي + حمل ميت |
| ١,٣ | صفر | صفر | ١,٤ | ٠,٩ | ٢- حمل ميت + حمل رياح |
| $١,٦ \times ٠,٨$ | $١,٦ \times ٠,٨$ | | $١,٤ \times ٠,٨$ | | ٣- حمل ميت + حمل حي + حمل رياح وزلازل |

بند (٢-١-١-٢) Load Combintin حالات التحميل المختلفة في البلاطات:

أ- البلاطات المستمرة.



حالات خاصة في البلاطات المستمرة:

إذا كان الحمل الحى أقل من ٧٥٪ الحمل الميت فيمكننا أن نأخذ حالة التحميل الكلى للحصول على العزم التصميمى الاقصى M_u .

$$U = 1.5 (D+L) \text{ C. E. (3-2)}$$

وهذه الحالة تحدث عادة فى المباني للسكنية والإدارية حيث .

$$g_k = (0.1 \rightarrow 0.14) \times 25 + 0.15$$

الأرضيات الوزن الذاتي للبلاطة.

$$\cong 0.4 \text{ t/m}^2$$

(وهنا افترضنا أن وزن الحوائط يساوى الصفر لأن هذه هى الحالة السيئة Worst Case للتصميم وذلك لتقليل قيمة الحمل الميت).

$$g_k = \text{الحمل للحي} = 0.2 \rightarrow 0.3 \text{ t/m}^2$$

أى أن

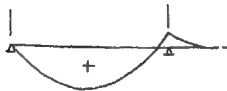
$$\frac{g_k}{g_k} = \frac{0.3}{0.4} = 0.75$$

$$U = 1.5 (q_k + g_k)$$

وأغلب المباني فى مصر سوف تشملها هذه القاعدة والمعادلة * (3.2) C. E.

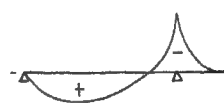
$$U = 1.5 (q_k + g_k)$$

(ب) البلاطات ذات الكوابيل:



حالة ٢ أقصى عزم تصميم موجب عند القطاع

١-١



حالة ١ أقصى عزم تصميم سالب عند قطاع

ب-ب

Code Equation number = C.E. *

ولمزيد من التفاصيل يمكن الرجوع إلى كتاب المؤلف الثالث تصميم الكمرات الخرسانية^٢ (BEAMS)

٢-١-٢) أحمال التشغيل Working Loads

(أو الأحمال المميزة Characteristic Loads).

(أ) الأحمال الميتة: Dead Loads

تشمل على الأوزان الآتية:

١- الوزن التالية لبلاطة السقف الخرسانية.

وزن البلاطة = مساحة البلاطة × تخانة البلاطة × كثافة الخرسانة

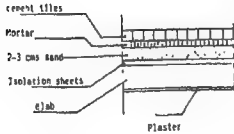
$$\text{o.wt. of slab} = A \times t \times \gamma_c$$

وسوف نأخذ قيمة A تساوى ١م^٢ (الوحدة) لمزيد من تبسيط الحل و كثافة الخرسانة $\gamma_c = ٢٠٠٠$ كجم / م^٣.

أى أن وزن البلاطة الخرسانية = $١ \times ٢٠٠٠ \times ٠.١$ طن / م^٢.

وفي الجدول الآتى نضع قيم أوزان عدة بلاطات ذات تخانات معروفة وشائعة للتوال في المباني السكنية والإدارية بمصر والعالم العربى.

| تخانة البلاطة (سم) | الوزن الذاتي (كجم / م ^٢) |
|--------------------|--------------------------------------|
| ٨ | ٢٠٠ كجم / م ^٢ |
| ١٠ | ٢٥٠ كجم / م ^٢ |
| ١٢ | ٣٠٠ كجم / م ^٢ |
| ١٤ | ٣٥٠ كجم / م ^٢ |
| ١٦ | ٤٠٠ كجم / م ^٢ |
| ١٨ | ٤٥٠ كجم / م ^٢ |
| ٢٠ | ٥٠٠ كجم / م ^٢ |



وزن الأرضيات: Flooring

أن وزن الأرضيات يعتمد على المواد المكونة لها، فإذا كانت الأرضيات تحتوي على بلاطات أسمنتية موزايكو (وهي شائعة الإستعمال فى المباني السكنية والإدارية) بالإضافة إلى ٢-٣ سم من الرمل كما هو وضع بالشكل (٢-٢) فإن الوزن الذاتى للأرضيات فى هذه الحالة يساوى حوالى ١٥٠ كجم / م^٢ ← ١٨٠ كجم / م^٢.

وفى حالة ارضيات بلاط الاسطح يزيد هذه الوزن إلى ٢٠٠ كجم / م^٢ ٢٥٠ كجم / م^٢ وذلك نظراً لإستخدام خرسانة ميول وبتخانة متوسطة ٥ سم وللأرضيات من الخشب الباركية بحشو خفيف.

وزن الأرضيات = ٦٠ كجم / م^٢.

وللأرضيات الخشب بحشو عادى .

وزن الأرضيات = ١٠٠ كجم / م^٢.

وللأرضيات الفينيل (أو اللقائلكس).

وزن الأرضيات = ٦٠ كجم / م^٢.

٣- أحمال الحوائط : Wall Loads

توجد أنواع عديدة من الحوائط تستخدم فى مصر فى إنشاء المباني منها الأنواع الآتية:

١- حوائط طوب أحمر مصمت Brick walls

بكتافة (γ) ١,٨ طن / م^٢.

٢- حوائط طوب أسمنتى مصمت:

بكتافة (γ) = ١,٥ ← ١,٩ طن / م^٢

٣- حوائط أسمنتى مفرغ:

بكتافة (γ) = ١,٢ طن / م^٢

٤- حوائط طوب أسمنتى خفاف.

بكثافة (٧) أقل من ١,٢ طن / م^٣.

٥- حوائط طوب جبسى

بكثافة (٧) = ٠,٨ ← ١,٠٠ طن / م^٣.

٦- حوائط طوب ليكا.

بكثافة = ٠,٦ ← ٠,٨ طن / م^٣.

حوائط محملة مباشرة على البلاطات:

إذا كان لديك قواطع داخلية ذات أوزان خفيفة (طوب خفيف) محملة مباشرة على البلاطات بحيث أن كثافة هذه الحوائط (البلياض) لا تزيد عن ١٠٠ ← ١٥٠ كجم/م^٢ وهذه الحوائط موزعة في خطوط مستقيمة، فإنه يمكنك أخذ تأثيرها في الاعتبار (بدون تحميلها على كمرات) مباشرة على البلاطات على شكل حمل منتظم التوزيع Uniformly Distributed بقيمة تساوى من ٧٥٠ ← ١٢٥ كجم/م^٢.

(ملاحظة: إذا كان الحمل الحى أكبر من ٥٠٠ كجم / م^٢ فى هذه الحالة يمكنك إهمال تأثير هذه القواطع الخفيفة (فى حالة وجودها وتحميلها مباشرة على البلاطات) تماماً وإعتبار أن هذه الحمل الحى يعطى قيمة تأثير هذه الحوائط.

* يتم الرجوع إلى الكود المصرى للخرسانة المسلحة المادة (١٠-٣-٢) صفحة رقم ٢١٧ لعام ١٩٨٩ والمعدل بالكود المصرى للاحمال لعام ١٩٩٣ .

ولمزيد من التفاصيل عن أحمال الحوائط على الكمرات الرجوع إلى الكتاب الثالث للمؤلف "تصميم الكمرات الخرسانية" BEAMS.

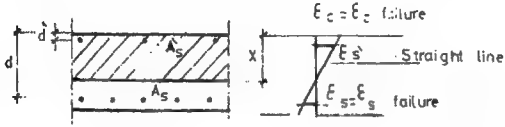
(٢-١٢) الحالة الحدية القصوى للإنحناء (العزوم).

Ultimate Limit State of Flexure (moment)

أن مقاومة الإنحناء فى الكمرات أو البلاطات تعنى مقاومة مقاطعات الخرسانة المسلحة لعزوم الإنحناء (M) أو للقوى المحورية (N) أو لكل منهما .

والفروض الأساسية لحالة الحدود القصوى الحديدية هي كالآتي:

١- الإنفعالات Strains في كل من الخرسانة وحديد التسليح تتناسب تناسباً طردياً مع المسافة من محور الخمول Neutral Axis والذي عنده يكون الإنفعال مساوياً للصفر.



(ب) شكل توزيع الإنفعال عند الأختبار (أ) لقطاع الخرسانى

للشكل (٢-٣)

٢- حالة الحدود القصوى الحديدية عند الانهيار Collapse يتم الوصول إليها عندما يصبح إنفعال للخرسانة عند أقصى حافة للضغط The extreme Compression Fiber يصل إلى قيمة محددة تساوى ϵ_{cu} عند الانهيار.

الجملة التوضيحية للكود المصرى ١٩٩٥:

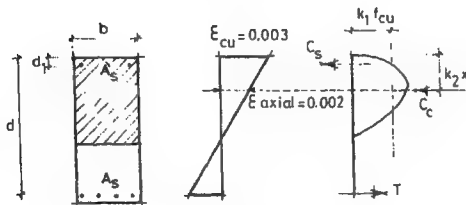
البند (٧-١-٢-٤):

يؤخذ الإنفعال الأقصى للإنضغاط فى القطاعات الخرسانية مساوياً $\epsilon_{cu} = 0.003$ للعناصر المعرضة لعزم انحناء أو الانحناء مصحوب بقوة محورية تجعل جزء من القطاع معرض للتشد بينما تؤخذ $\epsilon_{cu} = 0.002$ فى القطاعات المعرضة لقوى ضغط محورية عند مركز لدونه المقطع، حيث مركز لدونه القطاع هو النقطة التى إذا أثرت عندها قوى الضغط القصوى ينتج عنها إنضغاطاً منتظماً فى القطاع. انظر الشكل (٢-٤).

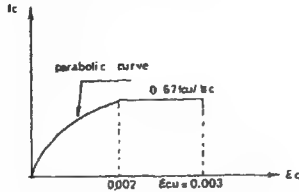
٣- عند الانهيار فإن توزيع إجهادات للضغط فى الخرسانة يمكن تعريفها بواسطة المنحنى الإعتبارى لإجهاد وإنفعال الخرسانة شكل (٢-٥).

٤- إجهاد الشد فى الخرسانة ومقاومتها للتشد تعتبر مهملة تماماً.

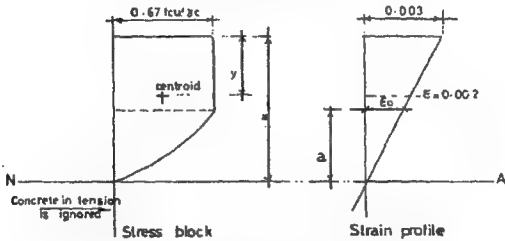
٥- إجهادات الشد في حديد التسليح يمكن تحديدها من المنحنى الإعتباري للإجهاد والإنفعال في حديد التسليح - شكل (٢-٥-ج)



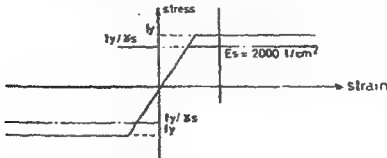
شكل (٢-٥)



(أ) المنحنى الإعتبارى للإجهاد والإتفعال فى الخرستة



(ب) شكل قطع مكافئ توزيع الإجهاد وتوزيع الإتفعال فى القطاع الخرسانى



(ج) المنحنى الإعتبارى للإجهاد والإتفعال فى حديد التسليح

شكل (٢-٥)

Desing Strenght of Materials: المقاومة التصميمية للمواد: (٢-١-٢)

(تعريف γ_s, γ_c معاملات المقاومة γ):

أن المقاومة التصميمية للمواد يمكن الحصول عليها بقسمة قوة المقاومة المميزة Partial Saftey Foactor على معامل أمان جزئى Charactersitic Streght (c_u, f_y) أى أن قوة المقاومة التصميمية $\frac{f_k}{\gamma_m}$ وطبقاً للبند (٢-١-٢-٣) من الكود المصرى لعام ١٩٩٥ نجد الآتى:

(٢-١-٢-٣) معامل خفض المقاومة (γ).

تمثل معاملات خفض المقاوم (γ) معاملات الأمان المطلوبة لأخذ العوامل المختلفة التى تؤثر سلبياً على المقاومات القصوى المختلفة فى الاعتبار، وتتمثل هذه العوامل فى احتمالات الاختلافات البسيطة والتى تكون فى حدود نسبة الخطأ المسموح بها إحصائياً فى إعداد القطع ونوعيات الخرسانة والصلب المستعمل عن القيم التى تم التصميم على أساسها وكذلك فى الأخطاء البسيطة التى قد تنتج عن التقريب فى العمليات الحسابية والإفتراضات التقريبية فى الحل. وتختلف قيم هذه المعاملات طبقاً لنوعية الأحمال المؤثرة (عزوم، قص، ... إلخ) وطبقاً لطبيعة الإنهيار الخاصة به سواء من النوعية المفاجئة (Brittle) أو من النوعية التى تعطى إنذارات مسبقة (Ductile) وتختلف أيضاً طبقاً لأهمية العنصر فى المنشأ. وتعطى قيم هذه المعاملات كما يلى:

١- حالة حد المقاومة القصوى:

أ- تؤخذ معاملات خفض المقاومة للخرسانة (γ_c) والصلب التسليح (γ_s)

للتأثيرات التالية

- قوة الشد المحورية وقوى الشد اللامركزية.

- عزوم الانحناء.

- قوة القص وعزوم اللي.

- الإرتكاز.

- التماسك.

كمايلي

$$\gamma_C = 1.50 \quad \dots\dots\dots (3-15-a)$$

$$\gamma_S = 1.15 \quad \dots\dots\dots (3-15-b)$$

ب- في حالة عزوم الإنحناء المصحوبة بقوة ضغط محورية (ضغط لا محوري)

فتؤخذ معاملات خفض المقاومة المميزة كما يلي.

$$\gamma_C = 1.75 - 0.50 (e/t) > 1.50 \quad \dots\dots\dots (3-16-a)$$

$$\gamma_S = 1.36 - 0.43 (e/t) > 1.15 \quad \dots\dots\dots (3-15-b)$$

حيث $e/t > 0.05$

٢- حالات حدود التشغيل

تؤخذ معاملات خفض المقاومة للخرسانة وصاب التسليح لجميع حالات حدود

التشغيل والتي تشمل :

- الترخيم.

- التشكل.

- التشرخ.

$$\gamma_C = \gamma_S = 1.0 \quad \dots\dots\dots (3-17)$$

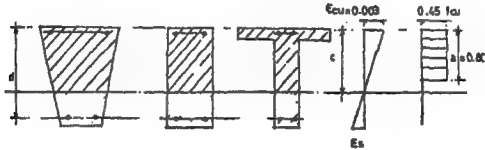
(٤-١-٢) المستطيل المكافئ لتوزيع إجهادات الضغط للخرسانة:

لتبسيط الحسابات وتصميم القطاع فإن بلوك توزيع الإجهادات ذو الشكل المكافئ Parabolic Stress Block يمكن تقريبه وأخذه في الاعتبار على أنه بلوك إجهادات مستطيل مساو في المساحة للقطع المكافئ ومنطبقه معه في مركزه Centroid.

والمسافة (a) من أقصى حافة ضغط يمكن أخذها مساوية $0.8C$ ، حيث (C) هي المسافة بين أبعد حافة ضغط إلى محور الخمول. ولذلك فإنه يمكن أخذ توزيع إجهادات منتظم ويساوى $(0.67 f_{cu} / \gamma_c c)$ حيث $\gamma_c = 1.5$.

$$F_{c \max} = \frac{0.67 f_{cu}}{1.5} = 0.45 f_{cu}$$

حيث F_{cu} المقاومة المميزة لمكعب الخرسانة القياسي بعد ٢٨ يوماً. وهذا التقريب السابق شرحه يمكنه تطبيقه للقطاعات شكل R وشكل T وشبه المنحرف المنتظم.

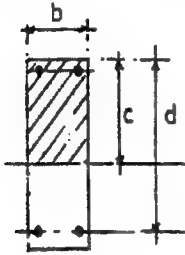


شكل (٢-٦)

تحديد قيمة (C):

لحساب المعامل (C) وهو المسافة بين أقصى حافة مضغوطة وبين محور الخمول فإنه يمكن إفتراضها نسبة من (d) أى أن $C/d = K$ حيث K يسمى معامل محور الخمول Neutral Axis Factor وفي بعض الحالات يرمز إليه بالمعامل (x/d) .

/d



والمعامل K يمكن أن يأخذ أى قيمة بين

حديد قصويين وهما:

الحد الأقصى Maximum Limit

$$K_{max} = C_{max}/d$$

الحد الأدنى Minimum Limit

$$K_{min} = C_{min}/d$$

الخطوة الأولى يجب علينا معرفة تأثير حديد

التسليح على سلوك الخرسانة تحت تأثير

الأحمال حتى درجة الإنهيار $Faliue$.

شكل (٧-٢)

(٢-٢) تأثير حديد التسليح على أسلوب إنهيار الخرسانة:

للقطاع الخرساني المبين بالشكل (٧-٢) والمحتوى على أسياخ حديد تسليح

عادي أو عالى المقاومة والذي له نقطة إجهاد خضوع محدده f_c (أو إجهاد ضمان)

(Proof Stress) فإنه يكون لدينا ثلاث حالات:

١- قطاع ذو تسليح Under-reinforced.

٢- قطاع متوازن التسليح Balanced Section

٣- قطاع ذو تسليح فوقى over reinforced section .

ولمزيد من التفاصيل عن الحالات الثلاث يمكن للقارئ الرجوع إلى كتاب

المؤلف الثالث تصميم الكمرات الخرسانية "Desing of R.C. Beams".

(٢-٢-٢) العلاقة بين C/d ، ρ ، d :

$$\text{حيث } \frac{A_s}{bd} = \rho$$

وكلما زادت نسبة حديد التسليح ρ فى القطاع فإن C/d سوف تزيد.

أى أن.

$$C/d = K_1 \cdot \rho = K_2 \cdot A_s$$

حيث K_1, K_2 ثوابت Constants.

وكذلك فإنه إذا زادت النسبة C/d فإن العمق (d) سوف يزداد ولذلك وللحصول على سلوك قطاع بتسليح تحتى فإننا يجب وضع القيمة القصوى Maximum Value للنسبة C/d أى أنه تكون النسبة ρ حد أقصى.

أى أن النسبة C_{max}/d هى الحد الحقيقى للقطاع الخرسانى ذو التسليح التحتى للكمرات أو للبلاطات
ملاحظة:

$$\begin{array}{lll} (C/d) \text{ Under} < (C/d) \text{ Balanced} < (C/d) \text{ Over} \\ (As) \text{ Under} < (As) \text{ Balanced} < (As) \text{ Over} \\ (d) \text{ Under} > (d) \text{ Balanced} > (d) \text{ Over} \end{array}$$

(٢-٢-٢) مناقشة بند المواصفات المصرية (أقصى نسبة مئوية لتحديد

التسليح فى القطاع الخرسانى):

فى البند (٢-٢-١-٢-٤ ج) فى الكود المصرى فإن أقصى قيمة مسموحة لكل من $(Mu)_{max}$ ونسبة الحديد μ_{max} فى القطاع الخرسانى المسلح بحديد جهة الشد فقط

ومعرض لعزوم انحناء كالأتى:

$$(Mu)_{max} = R_{max} \cdot F_{cu} b d^2 / \gamma_c \dots\dots\dots C-E (4-4)$$

$$\mu_{max} = A_s / b d = [0.67 (f_{cu} / \gamma_c) / (f_y / \gamma_s)] (a_{max} / d) \dots\dots\dots C-E (4-5)$$

إثبات المعادلة (٤-٥):

$$C = T = A_s f_y / \gamma_s$$

$$C = a_{max} b (0.67 f_{cu}) / \gamma_c$$

$$A_s = [0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} / (f_y / \gamma_s)] a_{max} b$$

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{A_s}{b d} \\ &= [0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} / (f_y / \gamma_s)] \frac{a_{max} b}{b d} \end{aligned}$$

$$= 0.67 (f_{cu}/\gamma_c) / (f_y/\gamma_s) \frac{a_{max}}{d}$$

أثبات المعادلة (٤-٤):

$$\mu_{max} = C [d - (a_{max}/2)]$$

where

حيث

$$C = (0.67 f_{cu} / \gamma_c) a_{max} \cdot b.$$

$$\mu_{max} = (0.67 f_{cu} / \gamma_c) a_{max} \cdot b \cdot [d - \frac{a_{max}}{2}]$$

$$a_{max} = k \cdot d$$

أفترض أن

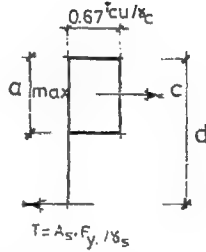
$$\text{Constant} = K \text{ حيث ثابت}$$

$$\mu_{max} = (0.67 f_{cu} / \gamma_c) k d b (d - \frac{k}{2} d)$$

$$= (0.67 f_{cu} / \gamma_c) k (1 - \frac{k}{2}) d^2 \cdot b$$

$$R_{max} = 0.67 k (1 - \frac{k}{2})$$

$$\mu_{max} = R_{max} \cdot f_{cu} b d^2 / \gamma_c$$



والجدول (١-٤) يعطينا قيم كل من μ_{max} و R_{max} للأنواع المختلفة من حديد

التسليح لحالة عدم السماح بإعادة توزيع العزوم في القطاع أى أن قيم عزوم الإنحناء

تؤخذ كما هي مسموح به من طرق نظرية المرونة مثال طرق العزوم الثلاثة -3-

moment equation وطريقة الشغل التخيلي Virtual Work وطريقة توزيع العزوم

على القيم القصوى لعزوم الإنحناء في القطاع المعبر مع الشروط والحالات المذكورة

في الفصل السادس من الكود المصرى ١٩٩٥ وأيضا يجب على المصمم التأكد من

شروط وحالات التشكل والترخيم والتشريح Carcking من أنها تحقق حد الأمان

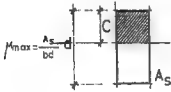
المطلوب ويجب على المصمم أن يفترض بنسبة دقة ٩٠٪ الكزلة النسبية Relative

(عزم القصور الذاتى النسبى) للكمات الغير محددة إستاتيكية أو للإطارات الخرسانية

.Frames

جدول (١-٤) حالة عدم السماح بإعادة توزيع العزوم

| Type of Steel | f_y kg/cm ² | c_{max}/d | μ_{max} | R_{max} |
|---------------|--------------------------|-------------|------------------------------|-----------|
| 24/35 | 2400 | 0.50 | $8.56 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.214 |
| 28/45 | 2800 | 0.48 | $7.00 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.208 |
| 36/52 | 3600 | 0.44 | $5.00 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.194 |
| 40/60 | 4000 | 0.42 | $4.31 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.187 |
| 45/52 | 4200 | 0.40 | $3.65 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.180 |



وفي حالة السماح بإعادة توزيع العزوم طبقاً للكود
المصري ١٩٩٥ بنسبة
 $\pm 10\%$ فإن الجدول (٢-٤) يمكن استخدامه
للحصول على قيم μ_{max} , R_{max} (التي تسمح
بعملية إعادة توزيع العزوم بنسبة $\pm 10\%$).

جدول (٢-٤)

| Type of Steel | f_y kg/cm ² | c_{max}/d | μ_{max} | R_{max} |
|---------------|--------------------------|-------------|------------------------------|-----------|
| 24/35 | 2400 | 0.40 | $6.85 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.180 |
| 28/45 | 2800 | 0.38 | $5.58 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.173 |
| 36/52 | 3600 | 0.34 | $3.88 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.157 |
| 40/60 | 4000 | 0.32 | $3.29 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.150 |
| 45/52* | 4200 | 0.30 | $2.74 \times 10^{-5} f_{cu}$ | 0.142 |

ولإمكان استخدام الجدول (٢-٤) فإن الشروط التالية يجب أن تحقق:

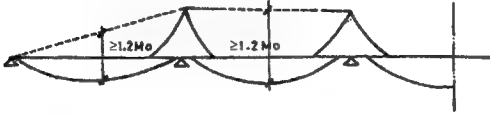
- ١- يجب التأكد من أن شروط الأتزان مستوفاه بعد إعادة توزيع العزوم.
- ٢- يجب التأكد من أن شروط التشكل والشروخ مستوفاه.
- ٣- يجب أن لا يقل مجموع العزمين السالب والموجب للبحر
لواحد عن ١,٢ من قيمة M_o كما هو مبين في شكل (٢-٨) حيث M_o هي
أقصى عزوم انحناء للبحر المقصود إذا كان بسيط الإرتكاز.

* خاصة لصلب الشبك مع استيفاء ما جاء بالبند ٢-٤-١-١-٣

أى أنه لحمل منتظم للتوزيع فإن

$$M_s = \frac{wl^2}{8}$$

$$M_{-ve} + M_{+ve} \geq 1.2 M_0$$



شكل (٢-٨)

(٢-٢) طرق تصميم القطاعات الخرسانية بطريقة حالات الحدود القصوى:

أن الطرق الرئيسية لتصميم القطاعات بطريقة حالات الحدود القصوى بالكود المصرى ١٩٩٥ هي كالتالى:

١- بالمبادئ الأولية (يتم الرجوع إلى كتاب المؤلف الثالث تصميم الكمرات الخرسانية "Beams").

٢- الصيغ التصميمية (باستخدام طريقة العهد البريطانى للهندسة الإنشائية طبقاً للكود البريطانى BS 8110 والمعدلة طبقاً للكود المصرى بواسطة المؤلف).

٣- جداول التصميم ومنحنياته.

٤- طريقة توافق الإنفعالات.

وفى الفقرة التالية سوف نوضح ونشرح الطريقة الثانية

الخطوة الأولى:

١- بحسب قيمة M_u للخرسانة حيث

$$M_u = K^1 f_{cu} b d^2$$

حيث (K') تختلف باختلاف C/d فى جدول (٢-٢) يرجع إلى كتاب المؤلف
الثالث تصميم الكمرات الخرسانية Beams

مثال لحديد تسليح ٣٧/٢١

$$\text{Maximum } C/d = 0.5$$

$$k' = 0.144 = \frac{R_{max}}{\gamma (= 1.5)} \text{ in E.C.O.P}$$

من جدول (١-٤)

$$= \frac{0.214}{1.5} = 0.143$$

من الكود المصرى

$$Mu = 0.144 F_{cu} b d^2$$

الخطوة الثانية:

إذا كان عزم التصميم M يساوى Mu المحسوب من الخطوة الأولى فإن حديد التسليح الشد A_s يمكن حسابه كالآتى:

$$A_s = \frac{M}{(0.87 f_y) Z}$$

الخطوة الثالثة:

إذا كان عزم التصميم M أكبر من Mu المحسوب من الخطوة الأولى فإنه يكون لدينا خطوتين كالآتى:

(١-٣) استخدام حديد تسليح ضغط مساحته $A_{s'}$ يمكن حسابها كالآتى:

$$A_{s'} = \frac{M - M_u}{0.87 f_y (d - d')}$$

حيث d' هو بعد مركز ثقل حديد تسليح الضغط من وجهة الخرسانة المضغوطة
Concrete Compression Face.

$$\frac{d'}{c} > (1 - \frac{f_y}{800})$$

(٧-٣) إذا كانت

فإننا نستخدم القيمة $(1 - \frac{d'}{c})$ 700 بدلاً من القيمة $0.87f_y$ وذلك في المعادلة

السابقة لحساب A_s وتسمى هذه القيمة $f_{reduced}$.

$$A_s = \frac{M - M_u}{700 (1 - \frac{d'}{c})(d - d')} \dots\dots\dots (٨-٣) \text{ معادلة}$$

حيث $c/d = 0.5$

أو أن $C = 0.5d$

(٣-) مساحة حديد تسليح الشد A_s يمكن حسابها من المعادلة التالية:

$$A_s = \frac{M_u}{0.87f_{yz}} + A_{s'} \dots\dots\dots \text{eq. (4-9)}$$

حيث $Z = 0.8 d$

Lever-arm and neutral axis depth factor Quoted from BISEM

| $K = \frac{M}{bd^2 f_c}$ | 0.044 | 0.054 | 0.063 | 0.072 | 0.081 | 0.092 | 0.095 | 0.100 | 0.108 | 0.118 | 0.121 | 0.128 | 0.133 | 0.137 | 0.144 |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| z/d | 0.948 | 0.936 | 0.924 | 0.912 | 0.900 | 0.880 | 0.880 | 0.870 | 0.860 | 0.844 | 0.840 | 0.830 | 0.820 | 0.812 | 0.800 |
| x/d | 0.130 | 0.160 | 0.190 | 0.220 | 0.250 | 0.290 | 0.300 | 0.320 | 0.350 | 0.390 | 0.400 | 0.430 | 0.450 | 0.470 | 0.500 |
| <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="width: 45%;">Can be used for redistribution by 0 - 10 %</div> <div style="width: 10%; text-align: center;"> R_1 </div> <div style="width: 45%; text-align: right;">No redistribution</div> </div> | | | | | | | | | | | | | | | |

مثال محلول

صمم قطاع خرساني في سقف بلاطات مصمته ليقوم عزم تشغيل $= ٠,٩$ طن/م^٢ مع العلم بأن حديد التسليح صلب طرى ٢٤/٣٧ وقسوة مكعبات الخرسانة المسلحة المستعملة المميزة $F_{cu} = ٢٥٠$ كجم/سم^٢.

الحل:

$$\text{Mult. given} = 1.5 \times 0.9 = 1.35 \text{ m.t./m}^2$$

افتراض أن القطاع الخرساني لبعاده $١,٠ \times ١,٢$ متر.

$$\text{i.e. ts} = 12 \text{ cm.}$$

Max. C/d for steel 24/37 from E.C.O.P 1995

القيمة القصوى للنسبة C/d لحديد تسليح عادى المقاومة ٣٧,٢٤ طبقاً للكود المصرى ١٩٩٥ من الجدول (١-٤).

$$C/d = 0.5$$

والقيمة K_1 من الجدول (٣-٢) $= ١٤٤\%$

$$\begin{aligned} \therefore \text{Mult.} &= 0.144 F_{cu} b d^2 \\ &= 0.144 \times 250 \times 100 \times 10 \times 10 / 10^5 \\ &= 3.6 \text{ m.t. in} \gg \text{Mult. المعطاه} \end{aligned}$$

١٢ اسم كافية للمقاومة عزم التشغيل المعطى وبالتعويض بقيمة

∴ نخانة البلاطة بقيمة M given للحصول على K' المناظرة لقيمته.

$$\begin{aligned} \therefore Z/d &= 0.936 = 0.936 \times 10 \therefore Z = 9.36 \\ 1.35 \times 10^5 &= K' F_u b d^2 \\ K' &= 0.054 \end{aligned}$$

وبالتعويض بقيمة M given للحصول على K' المناظرة بقيمته

ومن الجدول (٢-٢) $C/d = ١٦\% > ٠,٥$

$$A_s = \frac{1.35 \times 10^5}{0.87 \times 2400 \times 9.36} = 6.9 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

choose 6ϕ13 / in (7.8 cm²)

or 9ϕ10 / in (7.065 cm²)

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

(يرفع الله الذين آمنوا منكم
والذين أوتوا العلم درجات)

صَلَّى اللَّهُ عَلَيْهِ وَسَلَّمَ

الآية ١١ المائدة

الباب الثالث

البلاطات المصمتة

Solid Slabs

البلاطات المصمتة Solid Slabs

هذا النوع من البلاطات يستخدم عادة في المباني العادية السكنية أو المكاتب والمدارس والمستشفيات.... إلخ.

وهذا النوع من البلاطات يحتاج إلى كمرات داخلية وخارجية وعوارض Griders للإرتكاز عليها وتحمل رد فعل البلاطات.

ويمكنك الحصول على كل المعلومات اللازمة عن هذه الكمرات والعوارض من الكتاب الثالث للمؤلف "تصميم الكمرات الخرسانية". Beams

وهذا النوع من البلاطات ينقسم إلى قسمين:

أ- بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد. One Way Solid Slabs

ب- بلاطات مصمتة ذات اتجاهين. Two Way Solid Slabs

وفى الصفحات التالية سوف نقوم بشرح كل نوع تفصيلاً كالتالى:

أ- البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد. One Way Solid Slabs:

"التوصيات وإضافات الكود المصرى الجديد ١٩٩٥ يرجع إلى الصفحات القادمة"

تعريف:

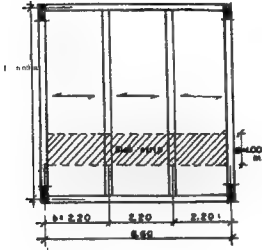
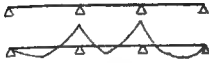
إذا كان طول البلاطة المصمتة أكبر أو يساوى ضعف عرضها فإن البلاطة فى هدف الحالة تسمى بلاطة ذات اتجاه واحد.

$$i.e \ l/b \geq 2 \rightarrow \text{One Way Slab.}$$

مثال (١):

صمم البلاطة ذات الاتجاه الواحد المبينة بالشكل (٣-١) إذا علمت البيانات

التالية الأحمال:



شكل (١-٣)

الوزن الذاتي للبلاطة o.wt

وبافتراض أن تخانة السقف = ١٠ سم

$$o.wt = 0.10 \times 2.5 = 0.25$$

طن/م^٢

الحمل الحى L.i = 0.2 طن/م^٢

الأرضيات = ٠,١٥ طن/م^٢

الحمل الكلى = ٠,١٥ + ٠,٢ + ٠,٢٥

$$= ٠,٦ \text{ طن/م}^2$$

عزوم الإنحناء

$$M = [0.6 \times (2.2)^2] / 10$$

$$= 0.29 \text{ m. t/m}^2$$

نأخذ M^{+ve} عند الركيزة M^{-ve} = عند

منتصف البحر $= 0.29 \text{ م.طن/م}^2$

ملاحظة: لأن الحمل الحى أقل من ٤٠٠ كجم/م^٢ فلا يوجد احتياج لعمل

حالات تحميل Case of Loading ونكتفى بأخذ حالة التحميل الكلى [Case of Total Loads]

فإذا علمنا إن $C_w = 200 \text{ kg/cm}^2$ وأن $F_c = 60 \text{ kg/cm}^2$

وأن $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$ حديد ٣٧

∴ المعامل $k_1 = 0.313$ وأن $k_2 = 1217$ ونأخذ الآن شريحة من البلاطة بعرض

$$b = 1.00 \text{ ms}$$

$$d = 0.313 \sqrt{\frac{0.29 \times 10^5}{100}}$$

$$= 5.33 \text{ cms}$$

الحد الأدنى تخانة السقف = 10.00 سم Take Min. t وذلك لمنع تسرب المياه وإمكانية عزل الأصوات (ولذلك نوصي بعدم استخدام أسقف تخانة 8 سم على الإطلاق).

$$A_s = \frac{0.29 \times 10^5}{1250 \times 8.5} = 2.73 \text{ cm}^2$$

نختار $6 \phi 8/\text{m}^2$ (3.00 cm^2)

$$\text{check } A_{s \min} = 0.2 \times 10 = 2.00 \text{ cm}^2$$

$< A_s$ chosen O.K.

$$A_{s \text{ SECONDARY}} = 0.25 \times A_{s \text{ main}}$$

$$< 0.2\% A_c \rightarrow A_{s \text{ MIN}}$$

$$\text{Choose } A_{s \text{ SEC.}} = 2.0 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 8/\text{m}^2$$

(ممنوع استخدام $4 \phi 8/\text{m}^2$ على الإطلاق)

ملاحظة:

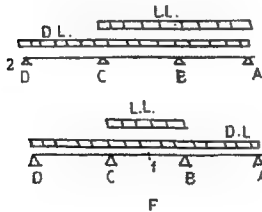
إذا كان الحمل الحى أكبر من 400 كجم/م² فيجب الأخذ فى الاعتبار حالات التحميل للحمل الحى وهى كالاتى:

١- حالة التحميل الكلى كما سبق.

٢- حالة تحميل للحصول على أقصى عزوم عند الركيزة.

٣- حالة تحميل للحصول على أقصى عزوم فى منتصف البحر.

انظر شكل (٢-٣)



شكل (٢-٣)

تصميم البلاطات طبقاً للكود المصرى ١٩٩٥:

(أ) بند (٦-٢-١) البلاطات المصممة ذات الاتجاه الواحد:

تحديد البلاطات ذات الاتجاه الواحد:

١- البلاطات ذات الاتجاه الواحد هى البلاطات المحمولة فى إتجاه واحد على ركيزتين على طول الطرفين المتقابلين وتكون الركائز إما حوائط أو كمرات.

٢- البلاطات المستطيلة المرتكزة على حوافها الأربعة وطولها للفعال يساوى أو يزيد عن ضعف عرضها للفعال تمرى عليها قواعد للبلاطات ذات الاتجاه للوحد.

٣- تحسب البلاطات ذات الاتجاه الواحد على أساس شرائح بعرض وحدة الطول فى إتجاه البحر الفعال بين الركيزتين المتقابلتين.

١-٢-٦-١- البحر

أ- يؤخذ البحر الفعال للبلاطات مساوياً للبحر الخالص بين الركائز مضافاً إليه سمك البلاطة أو ١,٠٥ البحر الخالص لهما أكبر على ألا يزيد عن المسافة بين محاور الركائز.

ب- البلاطات المستمرة التى يزيد عرض الركيزة لها عن ٢٠٪ من البحر الخالص يمكن إعتبارها كما لو كانت مثبتة كلياً فى الركائز ويحسب كل بحر على حدة.

ج- يؤخذ البحر الفعال للبلاطات الكابولية مساوياً للقيمة الأقل من:

- طول البلاطة الكابولية مقاساً من محور الركيزة.

- الطول الخالص للبلاطة الكابولية مضافاً إليه العمق الأكبر للبلاطة الكابولية.

١-٢-٦-٢- السمك الأدنى

١- يحدد السمك الأدنى للبلاطات بحيث لا يتجاوز حد الترخيم طبقاً للاشتراطات الواردة فى البند رقم (٤-٣)، كما يجوز الاستغناء عن حساب الترخيم إذا كان سمك البلاطة فى المباني العادية لا يقل عن القيم المعطاه فى الجدول (٤-١٠).

٢- يشترط ألا يقل السمك للبلاطات كمايلى:

$$t_{min} = L/30$$

- للبلاطات حرة الإرتكاز

- للبلاطات المستمرة من ناحية واحدة $t_{min} = L/35$

- للبلاطات المستمرة من ناحيتين $t_{min} = L/40$

حيث L البحر الفعال للبلاطة ذات الإتجاه الواحد.

٣- يشترط ألا يقل سمك البلاطة في المباني العادية عن القيم التالية:

- بلاطات مصبوبة في موضعها معرضة لأحمال إستاتيكية ٨ سم.

- بلاطات معرضة لأحمال ديناميكية أو لأحمال العربات ١٢ سم.

٤- يمكن تقليل السمك عما سبق ذكره للبلاطات سابقة للصب.

٢-١-٢-٦ عزوم الإنحناء

١- يمكن حساب البلاطات المستمرة تبعاً لنظرية للكميرات المستمرة على

ركائز حرة جاسئة بشرط أن تتوفر العناية الخاصة لضمان وضع صلب

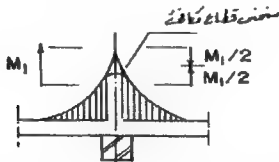
التسليح المقاوم لعزوم الإنحناء السالبة في مكانه الصحيح أثناء الصب.

٢- يمكن تخفيض عزوم الإنحناء السالبة تبعاً لمنحنى قطع مكافئ، كما هو

مبين بالشكل (١-٦).

٣- يجب ألا تقل عزوم الإنحناء الموجبة للمأخوذة في الاعتبار عند تصميم

البلاطات المستمرة عن $(WL^2/16)$ مع مراعاة بند ٣-١-٢-٤



شكل (١-٦) تخفيض عزوم الإنحناء السالبة طبقاً لمنحنى قطع مكافئ

٤- يجب ألا تقل العزوم الحانية السالبة المأخوذة في الاعتبار عند الركائز الخارجية للبلاطات المثبتة في الحوائط من الطوب أو الحجر أو الخرسانة العادية والتي تثبت تثبيتاً جزئياً طرفياً في البلاطات عن

$$M = \frac{wL^2}{16} \dots\dots\dots (6-1)$$

وتحسب العزوم الموجبة في البواكي الخارجية مع إهمال التثبيت الجزئي عند الأطراف.

٥- يجب ألا تقل عزوم الإنحناء السالبة المأخوذة في الاعتبار في التصميم عند الركائز الخارجية للبلاطات المصبوبة ميلينياً مع الكمرات الحاملة لها والتي تثبت تثبيتاً جزئياً عند طرف البلاطات عن

$$M = - wL^2/24 \dots\dots\dots (6-2)$$

تحسب العزوم الموجبة في البواكي الخارجية مع إهمال التثبيت الجزئي عند الأطراف.

٦- تعتبر البلاطات تامة التثبيت عند أطرافها عندما تربط هذه الأطراف بطريقة كافية مع أجزاء أخرى من المنشأ لها من الجساسة ما يمنع أي دوران لأطراف البلاطة تحت جميع حالات التحميل.

٧- يلزم حساب العزوم السالبة في منتصف البحور عند تعرض البلاطات المستمرة لأحمال حية ثقيلة ($P > 2g$) وفي الحالات التي يتم فيها صب البلاطات والكمرات ميلينياً Monolithically يسمح بتخفيض العزوم السالبة في منتصف البحور الناتجة من الأحمال الحية فقط إلى نصف قيمتها وذلك نتيجة لمقاومة الكمرات الحاملة للإلتواء.

٨- في الحالات التي تتساوى فيها الأحمال منتظمة التوزيع وتتساوى فيها البحور (أو لا يزيد الفرق بينها عن ٢٠٪) يمكن افتراض القيمة القصوى التالية لعزوم الإنحناء.

- للبلاطات ذات البحر الواحد : أقصى عزم إنحناء موجب

$$M = + wL^2/8 \quad \dots\dots\dots (6-3-a)$$

- للبلاطات ذات البحرين المستمرين: أقصى عزم إنحناء موجب

$$M = + wL^2/10$$

- عزم الإنحناء السالب عند الركيزة الوسطى

$$M = - wL^2/8$$

- للبلاطات المستمرة المكونة من أكثر من بحرین يكون عزم الإنحناء.

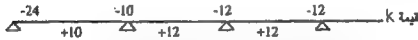
$$M = \pm wL^2/k \quad \dots\dots\dots (6-3-d)$$

حيث تكون قيمة (k) كالمبين في شكل (٦-٢).

عند حساب عزوم الإنحناء السالبة فوق أى ركيزة تؤخذ (L) المتوسط الحسابى للبحرين على جانبي هذه الركيزة.

- وفي حالة الأحمال الحية الثقيلة $p > 2g$ تؤخذ العزوم السالبة فى منتصف البحور المتوسطة.

$$M_{min} = (g-(p/2)) L^2/24 \quad \dots\dots\dots (6-4)$$



شكل (٦-٢) عزوم الإنحناء للبلاطات المستمرة

٩- فى حالة التصميم بطريقة حالات الحدود تستبدل (w) فى العلاقات السابقة بـ (w_u).

٦-١-٤- التسليح

١- يجب ألا تقل نسبة التسليح فى الإتجاه الرئيسى فى حالة إستعمال صلب

التسليح الطرى عن ٠,٢٥ ٪ من مساحة المقطع الخرسانى المطلوب وألا تقل

عن ٠,١٥ ٪ من مساحة المقطع الخرسانى المطلوب وفى حالة استخدام

صلب عالى المقاومة يتم تخفيض هذه النسبة بين اجهادى الخضوع على إلا

تقل عن ٠,١٥ ٪ من مساحة المقطع الخرسانى المطلوب .

٢- يرتب التسليح بحيث يغطى كافة مناطق الشد ويمتد بعد نهايتها لمسافة

تساوى الطول اللازم للرباط.

٣- في البلاطات المستمرة التي تتساوى أو تتقارب فيها أطوال البحور بفرق لا يزيد عن ٢٠٪ وتحت ظروف التحميل العادية يكسح نصف التسليح الرئيسي عند خمس البحر الخالص من وجه الركائز ويمتد في البحر المجاور إلى مسافة تساوي ربع أكبر البحرين وهذا إذا لم تكن الأسياخ قد رتبست تبعاً لمنحنى عزوم الإنحناء.

٤- أكبر مسافة بين أسياخ التسليح الرئيسي في منتصف البحر لا تزيد عن ضعف سمك البلاطة وبحيث لا تتعدى ٢٠ سم على أنه يمكن استعمال ٥ أسياخ في المتر في البلاطات التي يقل سمكها عن ١٠ سم.

٥- يجب ألا يقل مساحة مقطع أسياخ التسليح السفلية والممتدة إلى الركائز عن ثلث مساحة مقطع التسليح الموجب المستعمل في منتصف البحر.

٦- في حالة استعمال شبك التسليح فإنه يجب الإلتزام بالشرط الوارد في الفقرة السابقة.

٧- يجب ألا تقل مساحة مقطع أسياخ التوزيع العمودية على التسليح الرئيسي عن خمس مساحة مقطع هذا التسليح وأقل أسياخ توزيع يمكن إستعمالها هي ٤ أسياخ في المتر.

٨- أصغر قطر للأسياخ الرئيسية هو ٦ مم للأسياخ المستقيمة و ٨ مم للأسياخ المكسحة ويمكن إستعمال أسياخ ذات قطر أصغر في حالة إستخدام الشبك أو في حالة الوحدات سابقة الصب.

٩- يجب وضع شبكة علوية في البلاطات ذات سمك أكبر من ١٦ سم لا تقل عن ٢٠٪ من التسليح الرئيسي في كل اتجاه وبحد أدنى ٨ ٥ للصلب العادى ٦٥/م للصلب عالى المقاومة.

٥-١-٢-٦ الركائز

يجب ألا يقل عرض ركيزة البلاطة عن سمكها وبحد أدنى مقداره ١٠ سم إلا فى حالة إستيفاء البند ٤-٦-٣-٢-٤ فيما يختص بتوافق الإنفعالات الناتجة من التواء الركيزة

مع استئداد البلاطات سابقة الصب وعموماً يجب ألا يستخدم حائط من الطوب سمكه أقل من ١٥ سم كحائط حامل.

(ب) البلاطات ذات الاتجاهين Tow Way Slabs

١- طبقاً للكود المصرى ١٩٧٠ إحصينات وأضافات الكود المصرى لعام ١٩٩٥.

٢- إذا كان الحمل الحى أقل أو يساوى ٤٠٠ كجم/م^٢.

$$k = 12,10,8 \text{ حيث } = \frac{wl^2}{k} \text{ وإذا كانت العزوم}$$

ومن خلال كتاب الدكتور محمد هلال لأساسيات الخرسانة "Fundamentals" ننقل البند التالى:

"ومعاملات الكود المصرى" التى تبدأ بقيمة $\alpha = \beta = 0.35$ فإنه يمكن استخدامها لعزوم الانحناء فى منتصف البحر للبلاطات باستخدام قيم تقريبية لعزوم الإنحناء $= \frac{wl^2}{10}$ أو $= \frac{wl^2}{12}$ فقط وذلك لأن عزوم الاتصال عند الوصلات Joints ودعامات الاستمرار للبلاطات المستمرة لم يتم أنقاصها بواسطة قيم عزوم الاتواء للبلاطات "أ.هـ.

ولذلك فإننا فى حالة تطبيق معاملات الكود المصرى نطبقه على عزوم انحناء فى منتصف البحر $M^{+ve} = M^{+ve} \text{ field mounet}$ عند نقاط الاتصال. والجدول رقم (١) يوضح لنا القيم المختلفة لمعاملات الكود المصرى، لقيم استطالة r للبلاطات ذات الاتجاهين.

جدول (١)

| r | 1.00 | 1.10 | 1.20 | 1.30 | 1.40 | 1.50 | 1.60 | 1.70 | 1.80 | 1.90 | 2.00 |
|----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| α | 0.35 | 0.40 | 0.45 | 0.50 | 0.55 | 0.60 | 0.65 | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 |
| β | 0.35 | 0.29 | 0.25 | 0.21 | 0.18 | 0.16 | 0.14 | 0.12 | 0.11 | 0.09 | 0.08 |

$$r = \frac{m.b}{m.a} \text{ حيث}$$

حيث $m=0.87$ واحدة من جهة واحدة

لبلاطة بسيطة الارتكاز $m=1$ لبلاطة مستمرة من جهتين $m=0.76$

والتخانة الأدنى Min. thick للبلابة ذات الاتجاهين =

البحر القصيربسيطة الارتكاز $\rightarrow 40-30 \leftarrow$ مستمرة

والتخانات الموصى عليها للبلابات أحادية الاتجاه (أحمال حية عادية) هي كما يلي في الجدول التالي.

| التخانة | البحر |
|---------|---------|
| 10 cms | 2-2.5 m |
| 12 cms | 3.00 m |
| 14 cms | 3.50 m |
| 16 cms | 4.0 m |
| 18 cms | 5.0 m |

والتخانات المتعارف عليها للبلابات ذات الاتجاهين الأحمال الحية أقل أو تساوي 300 كج/م^2 هي كالآتي:

| التخانة | مساحة البلاطة |
|---------|-------------------|
| 10 cms | 2.0 m^2 |
| 12 cms | 35 m^2 |
| 14 cms | 30 m^2 |
| 16 cms | 35 m^2 |

ملاحظة رقم (١)

إذا زادت تخانة البلاطة عن ١٦ سم فيجب وضع شبكة تسليح علوية لمقاومة الإنكماش، أي أن شبكتين تسليح علوية وسفلية سوف يوضعان في أي بلاطة تخانتها أكبر من ١٦ سم.

ملاحظة رقم (٢)

للبلابات ذات المسطحات الكبيرة أكبر من ٥ متر \times ٥ متر فيجب وضع تسليح في أركان البلاطات الكبيرة الأبعاد، وهذا للتسلح عبارة عن حزمة علوية وحزمة

سفلية يجب أن يكون من مقاس سياخ ومساافات Spacing مكافئة للتسليح المطلوب لمقاومة أقصى عزم موجب Maximum Field Moment في البلاطة.

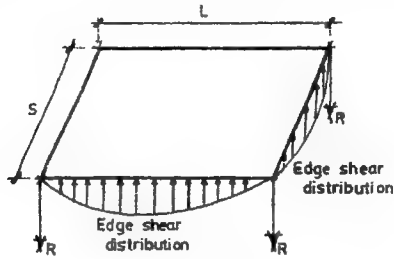
تسليح الأركان في البلاطات ذات الاتجاهين (مع وجود كمرات): *

من المعروف من دراسة نظرية انحناء الألواح Plate Bending Theory أن البلاطة المحملة عرضياً وببسيطة الارتكاز والمحملة على طول حوافها الأربع سوف تحاول انشاء ردود أفعال في الأركان مثال ذلك الشكل (٢-٤) وبالتالي يجب وضع تسليح في الأركان لمقاومة ردود الأفعال هذه.

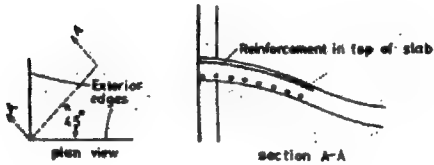
ولذلك فإن البلاطات المحملة على كمرات والتي لها نسبة α أكبر من ١ (واحد صحيح) حيث $\alpha = \frac{E_{cb} I}{E_{cs} I_s}$ وهي النسبة بين جساءة للكمات في الاتجاه الطولي إلى جساءة البلاطة فإنه يجب وضع تسليح خاص شكل (٢-٥) عند الأركان الخارجية في كل من أعلى وأسفل أوجه البلاطة.

وهذا التسليح [المواصفات الأمريكية (ACI - 13.4.6)] يجب وضعه على مسافات في كل ركن تساوى خمس البحر الكبير.

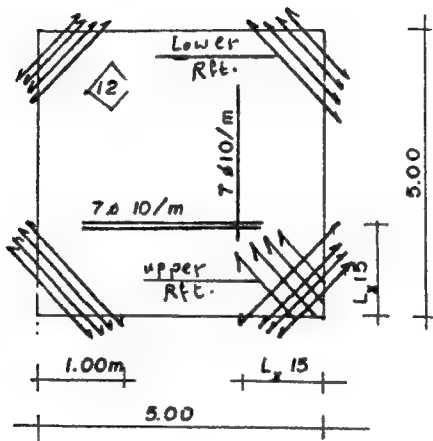
والتسليح في كل من أعلى وأسفل البلاطة يجب أن يكون كافياً لمقاومة عزم انحناء يساوى أكبر عزم انحناء موجب لكل متر من عرض البلاطة، ويمكن وضعه في حزمة واحدة موازين لقطر البلاطة في التسليح العلوى وعمودى على القطر فسى التسليح السفلى للبلاطة، أو يوضع في حزمتين علويتين موازيتين لجوانب البلاطة Sides of Slab وحزمتين سفليتين موازيتين لجوانب البلاطة. أنظر شكل (٣-٣)، شكل (٣-٤) .



شكل (٣-٣)

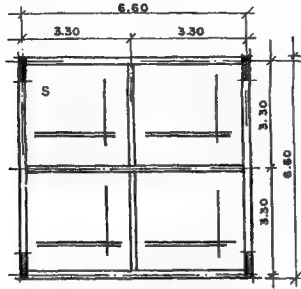


شكل (٤-٣)



$$A_s \text{ corner} = 1/2 A_{s \text{ main upper and lower}}$$

مثال (٢)



شكل (٢-٣)

صمم البلاطة المصممة ذات الأبعاد ٣,٣×٣,٣ في مبنى سكني.

الحل:

$$r = \frac{0.87 \times 3.3}{0.87 \times 3.3} = 1$$

$$\alpha = \beta = 0.35$$

اختر من تخانة بلاطة السقف = ١٠ سم

∴ الأحمال على البلاطة كالآتي Loads

$$\text{Loads o.w.t} = 0.1 \times 2.5 = 0.25 \text{ t/m}^2$$

$$\text{L.L} = \text{الحمل الحي} = 0.2 \text{ t/m}^2$$

$$\text{FL} = \text{الأرضيات} = 0.15 \text{ t/m}^2$$

$$\text{W tot.} = 0.60 \text{ t/m}^2 \quad \text{الحمل الكلي}$$

$$M_a^{-ve} = 0.35 \times 0.6 \times 3.3^2 / 8 = 0.29 \text{ m.t/m'}$$

$$M_a^{+ve} = 0.35 \times 0.6 \times 3.3^2 / 10 = 0.23 \text{ m.t./m'}$$

$$M_p^{-ve} = 0.29 \text{ m.t./m'}$$

$$M_{\alpha}^{+ve} = 0.23 \text{ m.t/m'}$$

$$C_{cu} = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad [F_c = 60 \text{ kg/cm}^2]$$

$$F_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore k_1 = 0.313 \quad k_2 = 1217$$

$$d = 0.313 \sqrt{\frac{0.29 \times 10^5}{100}} = 5.33 \text{ cms}$$

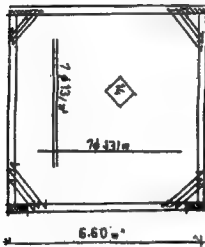
$$t = 10.0 \text{ cms}$$

$$A_{st}^{-ve} = \frac{0.29 \times 10^5}{1217 \times 8.5} = 2.80 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

Take $6\phi 8 / \text{m'}$

$$A_{st}^{+ve} = \frac{0.23 \times 10^5}{1217 \times 7.5} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

Take $6\phi 8 / \text{m'}$



مثال محللول (٣)

$$r = \frac{1 \times 6.6}{1 \times 6.6} = 1$$

$$\alpha = 0.35$$

$$\beta = 0.35$$

Assume $t = 14.0 \text{ cms}$

نفترض أن تخانة بلاطة السقف = ١٤ سم

$$\therefore o.wt = 0.14 \times 2.5$$

$$= 0.35 \text{ t/m}^2$$

الوزن الذاتي للبلاطة =

$$L.L = 0.2 \text{ t/m}^2$$

الحمل الحي

$$f.L = 0.15 \text{ t/m}^2$$

الأرضيات

$$W_{tot} = 0.7 \text{ t/m}^2$$

$$M_{\alpha} = M_{\beta} = 0.7 \times 0.35 \times [6.6^2/8]$$

$$= 1.33 \text{ m.t./m'}$$

$$d_p = 0.313 \sqrt{\frac{1.33 \times 10^5}{100}} = 11.41$$

Take $d_a = 12.5$ and $t = 14.00$ cms

$$A_s = \frac{1.33 \times 10^5}{1217 \times 12.5} = 8.74 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

Take $7\phi 13/\text{m'}$

$$\text{Croner Rft} = \frac{8.74}{\alpha} = \text{التسليح الزاوى لأركان}$$

$$= 8.74 \text{ cm}^2/1.3 \text{ m (L/5)}$$

$$= 6.72 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ مثله مفلى (6 } \phi 13) \text{ choose}$$

إجهادات القص في البلاطات المصمته ذات الاتجاه الواحد وذات الاتجاهين:

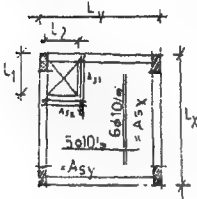
إن إجهادات القص في البلاطات المصمته (ذات الكمرات) غالباً ما تكون آمنة وذلك لأن إجهادات الانحناء Flexure عادة ما تتحكم في التصميم ونتائجه النهائية من حيث التآخنة الآمنة اللازمة وكذلك حديد التسليح ولذلك فإنه لا لزوم لعمل فحص

لاجهادات القص. No need to Check Shear.

الفتحات في البلاطات المصمته:

شكل (١): يوضح أحسن موضع لأي فتحة مطلوب عملها في حالة البلاطات المصمته (ذات الكمرات).

ولكن بالشروط الآتية:



$$L_1 \leq \frac{L_x}{S}$$

$$L_2 \leq \frac{L_x}{S}$$

$$A_{S1} = A_{Sx} \cdot L_2$$

ويتم تركيزه حول أجناب الفتحة.

$$A_{S2} = A_{Sy} \cdot L_1$$

شكل (٢): يوضح لنا مكان سئ جداً لعمل فتحة في البلاطات المصممة (ذات الكمرات) والمؤلف يوصى بعدم السماح بعمل للفتحات في منتصف البلاطة.

وإذا أراد القارئ مزيداً من التفاصيل عن التحليل الانشائي للفتحات في البلاطات فيمكنه قراءة المرجع التالي:

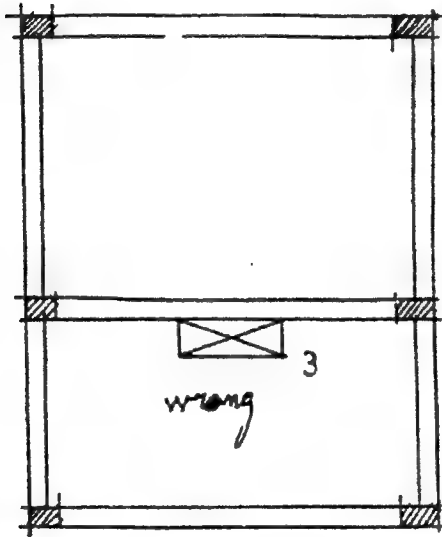
“Stress Analysis of Reinforced Concrete Slabs With Opening”

شكل (٢)

وهي رسالة ماجستير مقدمة لكلية الهندسة جامعة القاهرة عام ١٩٧٩ وهي من اعداد المهندس/ مدحت محمود عبد الخالق وتحت إشراف الأستاذ الدكتور/ محمود نصر.

ملاحظة:

الشكل رقم (٣) يوضح لنا موضع ثالث مقترح للفتحات في البلاطات المصممة وهو وضع سئ انشائياً لأنه يقلل وينقص من تأثير الشفه للقطاع الخرساني شكل حرف T. وإذا كان المصمم مضطراً لأختيار هذا الموضع للفتحة فإنه يجب عليه أهمل تأثير الشفه العليا T-action عند تصميمه لقطاع الكمرة أى يعتبر قطاع الكمرة قطاع مستطيل R-section.



شكل رقم (٣)

البلاطات المصمتة ذات الاتجاهين

بمعاملات ماركوس

Two Way Solid Slabs "by Marcus"

| | | |
|--------|------------------------|-------|
| متى؟ | يستعمل معاملات ماركوس؟ | When? |
| لماذا؟ | تستعمل معاملات ماركوس؟ | Why? |
| كيف؟ | تستعمل معاملات ماركوس؟ | How? |

هذه الأسئلة الثلاث سوف تظهر في ذهن كل مهندس مصمم عندما نذكر جملة تصميم البلاطات بمعاملات ماركوس والإجابة عن هذه الأسئلة هي كالتالي:

١- متى؟ When:

الاجابة كالتالي: عندما يكون لديك بلاطة مصمتة مركزة مباشرة في حوائط مباني حاملة (بدون أعمدة وكمرات) كما هو الحال في معظم منازل الريف المصرى.

٢- لماذا؟ Why:

وذلك لأنه فى هذه المعاملات تم أخذ مقاومة الأتواء جيدة لأى بلاطه مصمتة مركزة على الحوائط الحاملة (ولكن هذه المقاومة أقل من حالة البلاطات المركزة على كمرات خرسانية وأعمدة) وهذه المقاومة تساهم فى أنقاص عزوم الانحناء الموجب فى منتصف البلاطه (خصوصا إذا كانت محملة على مخدات) لذلك فإن عزوم الإنحناء الموجبة فى البلاطات المصمتة سوف تكون أكبر قليلاً من العزوم الموجبة فى حالة استخدام معاملات الكود المصرى لعام ١٩٧٠، ١٩٩٥ (والتي تبدأ بـ $\alpha=\beta=0.35$) وذلك كما سبق لأن مقاومة الأتواء فى هذه الحالة أقل من مقاومة

الأتواء للبلاطات المصمتة للمركزة على الكمرات قوية Rigid Beams.

٣- كيف؟ How:

وذلك باستخدام معاملات ماركوس المذكورة فى الجدول رقم (٢) الأتى ذكره. وكما هو موضح بالمثال المحلول التالى.

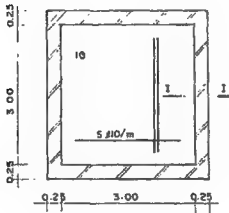
| r | 1.00 | 1.10 | 1.20 | 1.30 | 1.40 | 1.50 | 1.60 | 1.70 | 1.80 | 1.90 | 2.00 |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| α | 0.396 | 0.473 | 0.543 | 0.606 | 0.660 | 0.706 | 0.746 | 0.778 | 0.806 | 0.830 | 0.849 |
| β | 0.396 | 0.323 | 0.262 | 0.212 | 0.172 | 0.140 | 0.113 | 0.093 | 0.077 | 0.063 | 0.053 |

ملاحظة:

أقل سمك مسموح به للحوائط الحاملة = ٢٥ سم (ويمكن أخذها = ٢٠ سم) وهذا في نظر المؤلف.

أما الكود المصرى لعام ١٩٩٥ فى البند رقم (٦-٢-٥-٤) فإن السمك الإنسانى للحوائط الحاملة (حجر أو طوب أحمر أو طوب مصمت) = ١٥ سم.

مثال محلول:



شكل

$$\text{Live loads} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$= \text{الحمل الحى}$$

$$\text{o. wt.} = 0.12 \times 2.5$$

$$= 0.3 \text{ t/m}^2$$

$$= \text{الوزن الذاتي للبلاطة}$$

$$\text{flooring} = 0.15 \text{ t/m}^2$$

$$= \text{وزن الأرضيات}$$

$$\therefore W_{\text{tot.}} = 0.65 \text{ t/m}^2 = \text{الحمل الكلى}$$

$$r = \frac{1 \times 3.25}{1 \times 3.25} = 1 = \text{درجة استتالة البلاطة}$$

$$\alpha = \beta = 0.396$$

$$M_{\alpha} = M_{\beta} = 0.396 \times 0.65 \times 3.25^2/8$$

$$= 0.34 \text{ m.t./m}$$

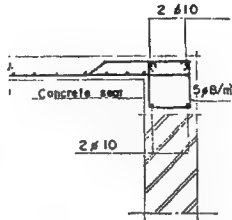
$$d = 0.33 \sqrt{\frac{0.34 \times 10^5}{100}} = 6.08 \text{ cms}$$

take $t = 10.0 \text{ cms}$

نختار السمك الكلى للبلاطة = ١٠ سم

$$A_{sa} = \frac{0.34 \times 10^5}{1250 \times 8.5} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choose $7 \phi 8 / \text{m}$



شكل

نختار حديد التسليح $7 \phi 8 / \text{m}$ للاتجاه الرئيسى

$$A_{sp} = \frac{0.34 \times 10^5}{1250 \times 7.5} = 3.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choose $5 \phi 10 / \text{m}$

نختار حديد التسليح $5 \phi 10 / \text{m}$ للاتجاه الثانوى

ولما حدث أن الحديد الرئيسى أقل من الحديد الثانوى وهذا عملياً لا يجوز قبوله

نختار كلا من الحديد الرئيسى مساوى للحديد الثانوى وكل منها يساوى $3.63 \text{ cm}^2/\text{m}$

ونختاره $5 \phi 10 / \text{m}$.

$$\therefore A_{sa} = A_{sp} = 3.363 \text{ cm}^2/\text{m} = 5 \phi 10 / \text{m}$$

ملاحظة:

من المثال السابق يتضح أنه يجب أن يكون

$$A_{sa} \geq A_{sp}$$

البلاطات المستمرة ذات الاتجاهين

باستخدام معاملات جراسوف

Two Way Solid Slabs By "Grashoff"

متى تُستخدم ؟

متى تُستخدم ؟

كيف تُستخدم ؟

اجابة الأسئلة هي كالآتي:

١- متى تُستخدم ؟

عندما يكون الحمل الحى على بلاطة السقف أكبر من ٤٠٠ كجم/م^٢.

أو

عندما تريد أن تحسب عزوم الانحناء بطرق نظرية المرونة مثل الطرق التالية:

أ - طريقة توزيع العزوم. Moment Distribution.

ب- طريقة معادلة العزوم. 3- Moment Equation.

٢- لماذا تُستخدم ؟

وذلك لأن جراسوف أهمل فى معاملاته تأثير مقاومة الأتواء للبلاطات واعتد

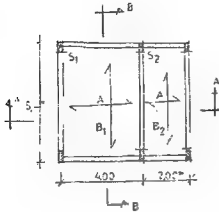
فقط على جساءة الانحناء.

٣- كيف تُستخدم ؟

وذلك باستخدام معاملات جراسوف فى جدول رقم (٣) المكتوب أسفله:

| r | 1.00 | 1.10 | 1.20 | 1.30 | 1.40 | 1.50 | 1.60 | 1.70 | 1.80 | 1.90 | 2.00 |
|----------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| α | 0.5 | 0.595 | 0.672 | 0.742 | 0.797 | 0.834 | 0.867 | 0.893 | 0.914 | 0.928 | 0.941 |
| β | 0.5 | 0.405 | 0.326 | 0.258 | 0.203 | 0.166 | 0.133 | 0.107 | 0.086 | 0.072 | 0.059 |

مسألة محلولة:

البلاطة: S_1 

$$r = \frac{1 \times 5}{0.87 \times 4} = 1.44$$

من جدول معاملات جرشوف:

$$\alpha = 0.81$$

$$\beta = 0.19$$

$$w_\alpha = 0.65 \times 0.81 = 0.53 \text{ t/m}^2$$

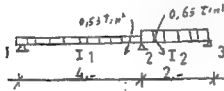
$$w_\beta = 0.65 \times 0.19 = 0.12 \text{ t/m}^2$$

البلاطة: S_2

بلاطة ذات اتجاه واحد:

$$w = 0.3 + 0.2 + 0.15 = 0.65 \text{ t/m}^2.$$

الاتجاه أ-أ:



افترض من تخانة ثابتة = ٢٠ سم.

$$\frac{I_1}{I_2} = \frac{0.12^3 \times 1}{0.12^3 \times 1} = 1$$

معاملات التوزيع Distribution Factors

$$k_{21} = \frac{0.75 \times (1/2)}{0.75 \times \frac{1}{2} + 0.75 \times \frac{1}{4}} = \frac{0.5}{0.5 + 0.25} = 0.67, \quad k_{21} = \frac{0.25}{0.75} = 0.33$$

عزوم تثبيت النهايات Fixed and moment

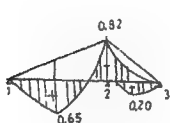
$$F.E.M_{2-1} = \frac{0.53 \times 4^2}{8} = 1.06 \text{ m.t./m}^2$$

$$F.E.M_{2-3} = \frac{0.65 \times 2^2}{8} = 0.33 \text{ m.t./m}^2$$

| Joint | 2 | |
|---------|-------|-------|
| Section | 2-1 | 2-3 |
| k | 0.33 | 0.67 |
| F.E.M | +1.06 | -0.33 |
| Bal. M. | -0.24 | -0.49 |
| Final m | +0.82 | -0.82 |

$$+ve \text{ Mat}_{1-2} = \frac{0.53 \times 4^2}{8} - \frac{0.82}{2} = 0.65 \text{ m.t./m'}$$

$$+ve \text{ Mat}_{2-3} = \frac{0.65 \times 2^2}{8} - \frac{0.82}{2} = -0.085$$



$$\therefore \text{نأخذ قيمة } M_{2-3}^{+ve} = \frac{0.65 \times 2^2}{10} = 0.26 \text{ م.طن/م}$$

ملاحظة:

إذا أخذنا في الاعتبار والحل معاملات الكود المصري

جدول رقم (١):

$$\text{Mat (2)} = 0.53 \times 0.65 \times \frac{4^2}{9} = 0.66 \text{ m.t./m'}$$

هذه القيمة تساوى تقريباً للعزم السالب بواسطة جراثوف بعد إعادة توزيعه

كالآتى: After Redistribution:

$$0.66 \cong 0.85 \times 0.85 \times 0.82 \cong 0.697$$

$$M^{+ve} \text{ المصرى } 0.57 \times 0.65 \times \frac{4^2}{9} = 0.59$$

وهى قيمة أقل من قيمة جراثوف لأنها أخذت في الاعتبار تأثير الالتواء في

البلاطات في الاعتبار.

تصميم القطاع ٢-٢:

$$M^{+ve} = 0.82 \text{ m.t./m'}$$

$$d = 0.33 \sqrt{\frac{0.82 \times 10^5}{100}} = 9.45 \text{ cms.}$$

$$\text{نأخذ } t = 12.0 \text{ cms, } d = 10.5 \text{ cms}$$

$$A_s^{-ve} = \frac{0.82 \times 10^5}{1220 \times 10.5} = 6.4 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

نختار ٨ ϕ ١٠ م أو ١٣ ϕ ١٣ م

$$A_s^{+ve} = \frac{0.65 \times 10^5}{1250 \times 9.5} = 5.47 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

الاتجاه B-B:

$$M_{s_1} = \frac{W_p \times L_B^{2B}}{8}$$

$$= \frac{0.12 \times 5^2}{8} = 0.375 \text{ m.t./m'}$$

$$t = 12 \text{ cms} \quad d = 9.5 \text{ cms}$$

$$A_s = \frac{0.375 \times 10^5}{1250 \times 9.5} = 3.16 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

نختار ٨φ٧ /م (٣,٥٠ مم^٢)

ملاحظة هامة:

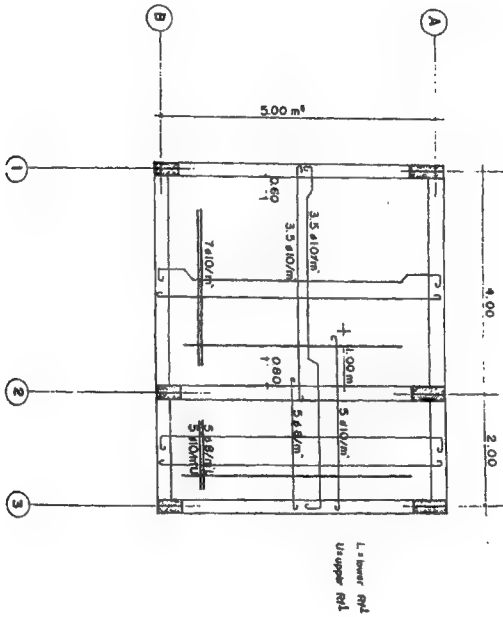
إذا قمت بحل أى بلاطة مصمته بواسطة معاملات جرافوف فإنه يمكنك عمل إعادة توزيع للعزم السالب بمقدار ١٠٪ كالأتي:

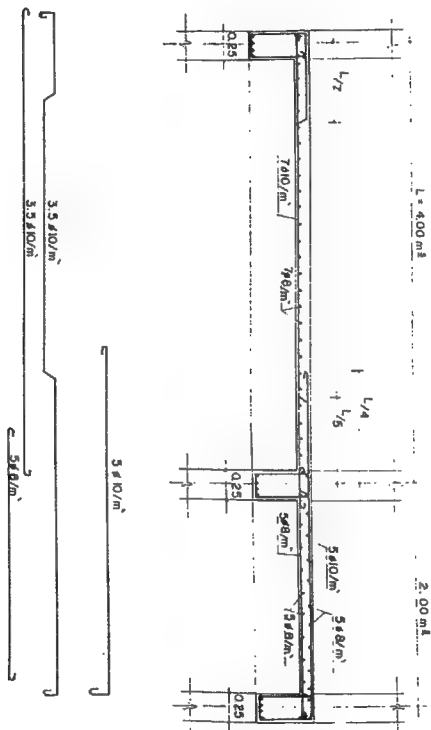
$$M^{-ve} = 0.90 M^{-ve} \text{ المحسوب}$$

$$M^{+ve} \cong 1.10 M^{+ve} \text{ تصميمياً}$$

ملاحظة

(المواصفات المصرية تسمح بنسبة ١٠٪ فقط إعادة توزيع للعزوم) ولكنك إذا قمت بحل البلاطة المصمته بواسطة معاملات الكود المصرى (For $r=1, \alpha=\beta=0.35$) فإنه يجب عليك الامتناع عن عمل أى إعادة توزيع للعزوم.





(ب) البلاطات المصمتة ذات الاتجاهين

طبقاً للمواصفات القياسية المصرية لعام ١٩٩٥

١-٢-٢-٦ عام

١- تعتبر البلاطات المستطيلة المرتكزة على أطرافها الأربعة ذات اتجاهين إذا

كانت نسبة المستطيلة طبقاً للبند (٦-٢-٢-٤) تقل عن ٢.

٢- يمكن حساب هذه البلاطات طبقاً لنظرية المرونة بشرط أن تتوفر

الإحتياجات الكافية لضمان وضع صلب التسليح المقاوم للعزوم الإنحناء

السالبة في مكانه الصحيح أثناء الصب.

٣- تقتصر صلاحية طريقة التصميم التالية على المباني العادية ذات الأحمال

الحية الصغيرة (التي لا تتعدى ٤٠٠ كجم/م^٢) أما البلاطات ذات البحور الكبيرة

نسبياً وبلاطات المنشآت الأخرى كالكبارى أو خزانات السوائل أو

المخازن.. إلخ فتصمم طبقاً للإشتراطات الخاصة بها.

٢-٢-٢-٦ البحور:

يرجع إلى بند (٦-٢-٢-١).

٢-٢-٢-٦ السمك الأدنى:

تؤخذ قيمة السمك الأدنى كما يلي:

$$t_{min} = a/35 \dots\dots (6-5-a) \text{ للبلاطات حرة الارتكاز}$$

$$t_{min} = a/45 \dots\dots (6-5-b) \text{ للبلاطات المستمرة أو المثبتة.}$$

حيث a هي أقصر حد فعال للبلطة مع مراعاة ما جاء بالبند ١-٢-٢-٦.

٤-٢-٦- طريقة مبسطة لحساب العزوم الحانية في البلاطات ذات الإتجاهين.

في الأحوال العادية للتحميل يرجع إلى البند (٦-٢-١-١ الفقرة (٣)) ويمكن استخدام الطريقة المبسطة التالية في حساب العزوم الحانية للبلاطات المستطيلة المصبوبة ميلينياً Monolithically مع الكمرات والمحملة على جوانبها الأربعة بشرط ألا يتعدى البحر الفعال الأطول (b) ضعف البحر الفعال الأقصر (a) وأن تكون البلاطة معرضة لأحمال منتظمة التوزيع:

بفرض أن (a) = البحر للفعال الأقصر

(b) = البحر للفعال الأطول

(m) = نسبة طول المعلق (a_1) بين خطوط الإنقلاب في شريحة

محملة من البلاطة في إتجاه البحر (a) إلى طول البحر (a)

(m_1) = نسبة الطول المعلق (b_1) بين خطوط الإنقلاب في شريحة

محملة من البلاطة في إتجاه البحر (b) إلى طول البحر (b).

وتحدد قيمة (m)، (m_1) طبقاً لنظرية المرونة، وفي البلاطات المستمرة يمكن أخذ القيم التقريبية التالية لكل من (m)، (m_1) كما يلي:

إذا كان البحر المأخوذ في الاعتبار مستمراً من ناحية واحدة فقط فإن (m) أو (m_1) = 0,78

إذا كان البحر المأخوذ في الاعتبار مستمراً من ناحيتين فإن (m) أو (m_1) = 0,76

وعلى أساس الفروض المبينة أعلاه يمكن الحصول على درجة المستطيلية (r) للجزء المحصور بين خطوط الإنقلاب في الباكيه من المعادلة التالية:

$$r = b_1 / a_1 = m_1 b / m . a \quad \dots\dots\dots (6-6)$$

ويعطى جدول (٦-١) قيم المعاملات (α)، (β) التي تستعمل في حساب العزوم الحانية

للبلطات في الاتجاهين (a)، (b) على التوالي المناظرة لقيم (r) المختلفة

جدول (١-٦) قيم المعاملات (β)، (α) المناظرة لقيم (r)

(البلاطات المصمتة والمصبوبة مملئتاً مع الكمرات)

| | | | | | | | | | | | |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|---|
| ٢,٠٠ | ١,٩ | ١,٨ | ١,٧ | ١,٦ | ١,٥ | ١,٤ | ١,٣ | ١,٢ | ١,١ | ١,٠٠ | r |
| ٠,٨٥ | ٠,٨٠ | ٠,٧٥ | ٠,٧٠ | ٠,٦٥ | ٠,٦٠ | ٠,٥٥ | ٠,٥٠ | ٠,٤٥ | ٠,٤٠ | ٠,٣٥ | α |
| ٠,٠٨ | ٠,٠٩ | ٠,١١ | ٠,١٢ | ٠,١٤ | ٠,١٦ | ٠,١٨ | ٠,٢١ | ٠,٢٥ | ٠,٢٩ | ٠,٣٥ | β |

$$\alpha = 0.5r - 0.15$$

$$\beta = 0.35/r^2$$

ويمكن أخذ قيمة العزوم الحانية في البلاطات المستمرة كما يلي:

إذا كان البحر مستمراً من ناحية واحدة فقط فإن:

$$M_a = \pm \alpha w.a^2/10 \text{ and } M_b = \pm \beta.w.b^2/10 \dots\dots\dots (6-7)$$

إذا كان البحر تحت الاعتبار مستمراً من الناحيتين فإن:

$$M_a = \pm \alpha w.a^2/12 \text{ and } M_b = \pm \beta.w.b^2/12 \dots\dots\dots (6-7)$$

- أكبر مسافة بين أسياخ التسليح :

أكبر مسافة بين أسياخ التسليح الرئيسى في منتصف البحر تكون ضعف السمك الكلى للبلطة وبحيث لا تتعدى ٢٠سم، على أنه في البلاطات التى تخانتها أقل من ١٠سم يمكن إستعمال خمسة أسياخ في المتر، ويجب ألا تقل مساحة مقطع التسليح في الإتجاه الثانوى عن ربع مساحة مقطع التسليح الرئيسى وألا يقل العدد عن خمسة أسياخ في المتر.

- تخفيض التسليح الموجب المجاور للأحرف:

يمكن تخفيض التسليح الموجب الذى يجاور الأحرف المستمرة للبلطة ويوازيها عندما تكون البلاطة مستمرة في إتجاه عمودى على هذه الأحرف ويكون التخفيض بمقدار الربع وفى عرض من البلاطة لا يزيد على ربع أقصر بعد في الباكيه.

- التفاصيل الأخرى:

بالنسبة لأى تفاصيل أخرى يرجع إلى مذكره في البلاطات ذات الإتجاه الواحد.

- توزيع الأحمال في البلاطات المرتكزة على حوائط مبانى:

توزيع الأحمال في البلاطات المرتكزة على حوائط مبانى طبقاً للجدول (٦-٢).

جدول (٦-٢) قيم المعاملات (β)، (α) للمناظرة لقيم (r) للبلاطات المصمتة

المرتكزة على حوائط مبقى وللبلاطات ذات الأعصاب في الاتجاهين والتي تكون فيها شدة الضغط كاملة

| ٢ | ١,٠٠ | ١,١ | ١,٢ | ١,٣ | ١,٤ | ١,٥ | ١,٦ | ١,٧ | ١,٨ | ١,٩ | ٢,٠٠ |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| α | ٠,٣٦٦ | ٠,٤٧٣ | ٠,٥٤٣ | ٠,٦٠٦ | ٠,٦٦٠ | ٠,٦٠٧ | ٠,٧٤٦ | ٠,٧٧٨ | ٠,٨٠٦ | ٠,٨٣٠ | ٠,٨٤٩ |
| β | ٠,٣٦٦ | ٠,٣٣٣ | ٠,٣١٢ | ٠,٢٩٢ | ٠,٢٧٢ | ٠,٢٥٤ | ٠,٢١٣ | ٠,٢٠٩ | ٠,٢٠٧ | ٠,٢٠٦ | ٠,٢٠٥ |

٢-٢-٦- تصميم البلاطات بطريقة خطوط الكسر

يجوز استخدام طريقة خطوط الكسر في تصميم البلاطات وهي تستند على سلوك البلاطات عند بلوغها حد الإنهيار ويشترط عند التصميم بهذه الطريقة إستيفاء أقل سمك للبلاطات ولكن يلاحظ أن هذه الطريقة لا تحقق شرط الإستيفاء عرض الشروخ في أسطح شد البلاطات المعرضة للظروف البيئية من القسمين الثالث والرابع طبقاً للبند (٤-٢-٣-٤-هـ) ولذا يجب عدم إستخدامها في مثل هذه الحالات.

ويرعى في هذه الطريقة أن تتراوح نسبة مقاومة المقطع للعزوم السالبة ($M'u$) إلى مقاومة المقطع للعزوم الموجبه (Mu) في نفس الاتجاه بين ١,٠٠ إلى ١,٥٠.

$$M'u/Mu = 1.00 \cong 1.50 \quad \dots\dots\dots (6-9)$$

٤-٢-٦- الأحمال المركزة على البلاطات:

تكون الأحمال المركزة على بلاطات المباني إما:

- ١- أحمال مركزة منعزله.
 - ٢- أحمال مركزة خطيه (مثل الحوائط).
- ويجب حساب البلاطات التي تتعرض لأحمال مركزة تبعاً لنظريات المرونه، إلا أنه يمكن اتباع القواعد التالية:

١-٤-٢-٦- البلاطات ذات الإتجاه الواحد : (شكل ٢-٦)

إذا كان:

t_1 = عرض الحمل في الإتجاه العمودى على التسليح الرئيسى.

t_2 = عرض الحمل في الإتجاه الموازى للتسليح الرئيسى.

c = نخانة غطاء الأرضية المتماسك.

$$t = \text{تخانة البلاطة.}$$

$$S_1 = \text{العرض الابتدائي لتوزيع الحمل في الإتجاه العمودى على التسليح الرئيسى}$$

$$S_2 = \text{العرض الابتدائي لتوزيع الحمل في الإتجاه الموازى للتسليح الرئيسى}$$

فإن:

$$S_1 = t_1 + 2c + t \quad \dots\dots\dots (6-10)$$

$$S_2 = t_1 + 2c + t \quad \dots\dots\dots (6-11)$$

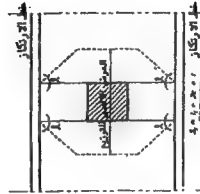
ويكون عرض توزيع مساوياً (S_1) فوق الركيزه ثم يتزايد تدريجياً حتى يصل إلى العرض الأقصى للتوزيع المنصوص عليه فيما بعد.

وتتبع الزيادة فى العرض خطوطاً تميل بزاوية (α) مع إتجاه التسليح كما هو مبين فى المسقط الأفقى:

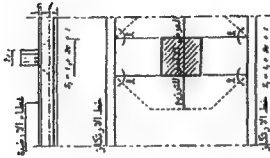
$$\text{حيث : } \tan(\alpha) = 1.0 \quad \text{عند حساب العزوم الحانية.}$$

$$\tan(\alpha) = 0.5 \quad \text{عند حساب قوى القص.}$$

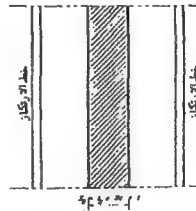
وبذلك يكون العرض الأقصى للتوزيع فى الإتجاه العمودى على التسليح الرئيسى:-



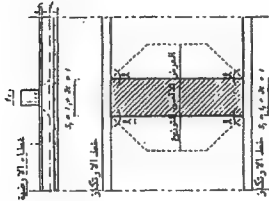
(١-٣-٦) حمل مركزي في وسط البلاطة



(٢-٣-٦) حمل مركزي بالقرب من طرف البلاطة



(٣-٣-٦) حمل خطي موازي لخطوط ارتكاز البلاطة



(٤-٣-٦) حمل خطي عمودي على محور ارتكاز البلاطة

شكل (٣-٦) توزيع الأحمال المركزة والخطية على البلاطات ذات الاتجاه الواحد

(أ) لحساب العزوم الحاتية هو:

$$S_1 + [A's (sec) / A_s (main)] \times L \dots\dots\dots (6-12)$$

على ألا تزيد النسبة $A's (sec) / A_s (main)$ في هذه المعادلة عن ثلثين وبحيث لايزيد العرض الأقصى على:

$(S_1 + 2.0 \text{ meters})$ أو طول البلاطة في الإتجاه العمودى على التسليح الرئيسى

حيث $(L) =$ البحر للفعال في حالة البلاطات بسيطة الارتكاز.

أو $(L) =$ المسافة بين خطوط الإنقلاب في البلاطات المستمرة.

- وعندما يكون الحمل للمركز قريباً من الطرف غير المرتكز للبلاطة أو قريباً من كمراة الجوانب القصيرة في البلاطة يؤخذ العرض الفعال للتوزيع والعمودى على التسليح الرئيسى مساوياً لنصف القيم المنصوص عليها سابقاً مضافاً إليه المسافة بين مركز الحمل والطرف غير المرتكز أو حرف كمرة الجانب القصير للبلاطة شكل (٦-٣).

(ب) لحساب قوى القص

يكون العرض الأقصى للتوزيع في الإتجاه العمودى على التسليح الرئيسى

لحساب قوى القص هو:

$$S_1 + [A's (sec) / A_s (main)] \times L \dots\dots\dots (6-13)$$

وبحيث لا يزيد على $(S_1 + L/3)$ أو $(S_1 + 1.00 \text{ meter})$ أو طول البلاطة فى

الإتجاه العمودى على التسليح الرئيسى.

- وعندما يكون الحمل للمركز قريباً من خط الأرتكاز فإن العرض الأقصى

المسموح به للتوزيع عند حساب قوة القص بين البلاطة والكمرة الحاملة هو $(S_1 + 4t)$.

- وعندما يكون الحمل للمركز قريباً من الكمرة على طول الجانب القصير

للبلطة فإن العرض الأقصى المسموح به للتوزيع لحساب قوى القص بين البلاطة

والكمرة هو $(S_2 + 4t)$.

(ج) لحساب العزم الحانى الإضافى للناتج من الحمل المركز يؤخذ في الإعتبار أن الحمل المركز موزع على طول من البحر الفعال للبلاطة يساوى (S_2) وأن العرض المتأثر بالحمل المركز في إتجاه البحر والذي يدخل في تصميم البلاطة هو العرض الأقصى للتوزيع في الإتجاه العمودى على التسليح الرئيسى كما هو مذكور فيما سبق.

(د) يكون العزم الحانى الذى تصمم عليه البلاطة داخل العرض الأقصى للتوزيع مساوياً لمجموع العزوم الحانية الناتجة من الأحمال الميتة والحية للبلاطة والعزم الحانى الإضافى نتيجة للحمل المركز.

ويحسب التسليح الرئيسى ويوضع تبعاً لذلك. ويجب أن يمتد التسليح الثانوى الإضافى للحمل المركز (والمحددة قيمته من المعادلة الخاصة لإيجاد العرض الأقصى للتوزيع) بطول يساوى على الأقل عرض التوزيع المأخوذ فى الإعتبار.

بند (٢-٦-٢-٤) الأحمال المركزة علو ، البلاطات المصممة ذات الإتجاهين:

إذا كان (b_1, a_1) هما البحران المعلقان القصير والطويل على التوالى وكانت ($b_1/a_1 < 1.5$) فإنه يجوز إستعمال توزيع الإحمال التالى في الإتجاهين. أما إذا زادت نسبة (b_1/a_1) على هذا المقدار فإنه يمكن إعتبار البلاطة كما لو كانت بلاطة ذات إتجاه واحد.

- توزيع الحمل المركز في الإتجاهين:

يكون توزيع الحمل المركز على البلاطة فى كل من الإتجاهين بنسبة عكسية لأطوال البحر المعلقة كما يلى:

$$Pa_1 = P. [b_1/(a_1+b_1)] \dots\dots (6-14) \text{ الحمل فى الإتجاه } (a_1)$$

$$Pb_1 = P. [a_1/(a_1+b_1)] \dots\dots (6-15) \text{ الحمل فى الإتجاه } (b_1)$$

أقصى عرض للتوزيع في اتجاه البحر المعلق القصير (a_1) هو a_1 هو $S_1 + 0.4a_1$ أقصى عرض للتوزيع في اتجاه البحر المعلق الطويل (b_1) هو :
 $S_1 + 0.4a_1 [2 - (a_1/b_1)]$ (6-16)

- حساب العزوم الناتجة من الحمل المركز في الإتجاهين:

لحساب العزم الحانى الإضافي الناتج من الحمل المركز في إتجاه (a_1) يؤخذ في الإعتبار أن الحمل (P_{a1}) موزع على طول من البحر الفعال (a) يساوى ($S_2 + 0.4a_1$) وأن العرض المتأثر بالحمل المركز عمودى علي الإتجاه (a_1) والذي يدخل في تصميم البلاطة يساوى.

$$S_1 + 0.4a_1 [2 - (a_1/b_1)] \text{ (6-17-a)}$$

وبالمثل لحساب العزم الحانى الإضافي الناتج من الحمل المركز في إتجاه (b_1) يؤخذ في الاعتبار أن الحمل (P_{b1}) موزع على طول من البحر الفعال (b) يساوى.
 $S_1 + 0.4a_1 [2 - (a_1/b_1)]$ (6-17-b)

وأن العرض المتأثر بالحمل المركز عمودى علي الإتجاه (b_1) والذي يدخل في تصميم البلاطة يساوى.

$$(S_2 + 0.4a_1) \text{ (6-17-c)}$$

ويجب إضافة هذه العزوم الإضافية إلى تلك الناتجة عن الأحمال الميتة والأحمال الحية. ويجب حساب قيمة التسليح الكلى في كل إتجاه ووضعه في العروض المتأثرة بالحمل المركز.

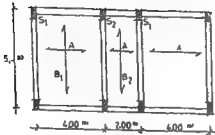
مشكلات خاصة في البلاطات المصمتة:

المشكلة الأولى

١- باكيه مقيدة تقع بين باكيتين طويلتين :

مثال محلول

المواد المستخدمة:



$$C_w = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Steel} = 24/37$$

حديد صلب طرى عادى

$$F_c = 5500 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_1 = 0.33$$

$$k_2 = 1227$$

الأحمال:

$$\text{o.wt.} = 0.12 \times 2.5 = 0.3 \text{ t/m}^2$$

$$\text{L.L.} = 0.2 \text{ t/m}^2$$

$$\text{flooring} = 0.15 \text{ t/m}^2$$

$$\underline{\quad\quad\quad} 0.65 \text{ t/m}^2$$

البلاطة S_1

$$r = \frac{1 \times 5}{0.85 \times 4} = 1.44$$

وحيث أن الحمل الحى $> 400 \text{ كجم/م}^2$

∴ يمكن استخدام معاملات الكود المصرى

$$\alpha = 0.57$$

$$\beta = 0.17$$

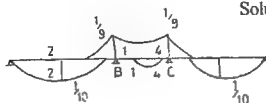
$$w_\alpha = 0.57 \times 0.65 = 0.37 \text{ t/m}^2$$

$$w_\beta = 0.17 \times 0.65 = 0.11 \text{ t/m}^2$$

البلاطة S_2

$$r = \frac{1 \times 5}{0.76 \times 2} = 3.29 > 2 \rightarrow \text{بلاطة ذات اتجاه واحد}$$

حل الأنظمة الإنشائية: Solution of Systems

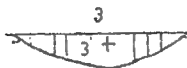


الاتجاه أ-أ : Dirn A-A

$$M_{\alpha}^{-ve} = \frac{0.37 \times 4^2}{9} = 0.66 \text{ m.t./m'}$$

$$M_{\alpha}^{+ve} \text{ at AB} = \frac{0.37 \times 4^2}{10} = 0.59 \text{ m.t./m'}$$

$$M_{\alpha}^{+ve} \text{ at BC} = \frac{0.65 \times 2^2}{24} = 0.11 \text{ m.t./m'}$$



الاتجاه ب-ب :

$$M_{B_1} = \frac{0.11 \times 5^2}{8} = 0.34 \text{ m.t./m'}$$

تصميم القطاع (١):

$$d = 0.33 \sqrt{\frac{0.66 \times 10^5}{100}} = 8.47$$

نختار 10.5 cms

t = 12.00 cms

$$A_s = \frac{0.66 \times 10^5}{1227 \times 10.5} = 5.12 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

نختار 7φ10 / m'

تصميم القطاع (٢):

$$A_s = \frac{0.59 \times 10^5}{1227 \times 10.5} = 4.58 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

نختار 8φ3,5 + 1φ3,5 / m' (مساحة الحديد المختارة = 4,50 سم²)

تصميم القطاع (٣):

$$A_s = \frac{0.34 \times 10^5}{1250 \times 9.5} = 2.86 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

نختار 8φ6 / m'

$$A_{s \min} = 0.2 \times 12 = 2.4 \text{ cm}^2 < 6\phi8 / \text{m'}$$

O.K.

تصميم القطاع (٤):

$$A_s = \frac{0.11 \times 10^5}{1250 \times 10.5} = 0.84 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

نختار أقل مساحة حديد مسموح بها

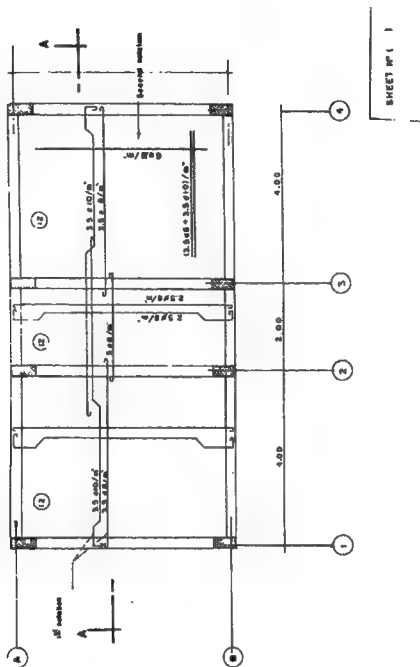
$$A_{smin} = 0.2 \times 12 = 2.4 \text{ cm}^2$$

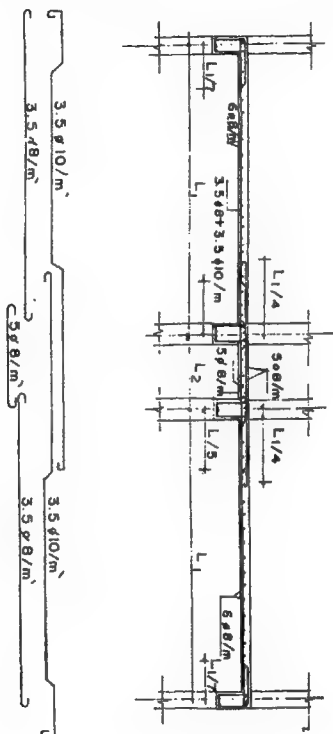
∴ نختار ٥ ϕ ٨/م

حيث أن العزوم عند القطاع (٤) محسوبة كمايلي

$$M = \frac{0.65 \times 2^2}{24} = 0.11 \text{ m.t./m}$$

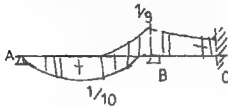
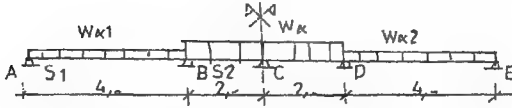
CASES OF CANTILEVER SLABS -





المشكلة الثانية:

بحرين قصيرين يقعان بين بحرين طويلين:

إذا كانت $S_1 = 4 \times 5 \text{ m}$ $S_2 = 2 \times 5 \text{ m}$ يمكن أخذ عند النقاط C, B أو D M^{-ve}

$$= \frac{W \alpha_1 \times L a d^2}{9}$$

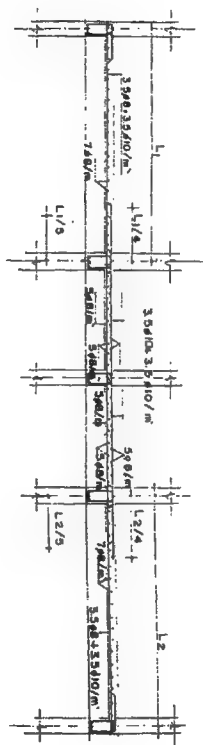
$$M^{+ve} = \frac{W \alpha_2 \times L a e d^2}{9}$$

$$M_{ab}^{+ue} = \frac{W \alpha_1 \times L a d^2}{10}$$

$$M^{+ue} = \frac{W \alpha_2 \times L a d e^2}{10}$$

ونستعمل α ، من جدول معاملات الكود المصري وتفاصيل التسليح تكون

مماثلة للشكل (٢) في الصفحة للقائمة.

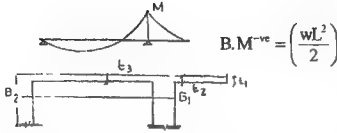


المشكلة الثالثة:

البلاطة الكابولية:

يوجد نوعان من البلاطات الكابولية:

(أ) بلاطة كابولية لها امتداد



ويوجد حالتان من هذا النوع:

١- بلاطة ذات قطاع ثابت

حيث $t_1 = t_2$

٢- بلاطة ذات قطاع مختلف Tapend Section

حيث $t_2 > t_1$

وفي جميع الحالات المذكورة عالية يمكننا أخذ

$$t_3 = t_2 - 2 \text{ cms}$$

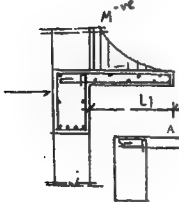
بأمان كاف وذلك لأن مقاومة الأنتواء للكرة B_1 تكفى لتغطية هذا الفرق فسي

التخانة (وذلك يحدث فقط للكرات ذات عرض لا يقل عن ٢٥سم)

(ب) بلاطة كابولية ليس لها امتداد:

هذه البلاطة سوف تركز بواسطة مقاومة الأنتواء على الكرة B_3

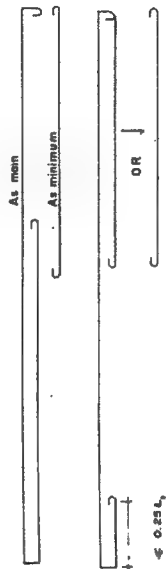
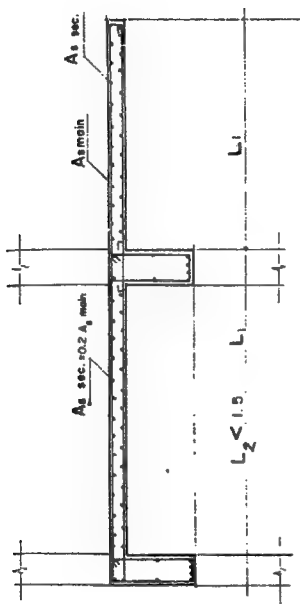
حيث



$$M^{-ve} = \frac{wL_1^2}{2}$$

وإذا كان L_3 هي بحر الكرة B_3 فإن عزم الأنتواء على الكرة B_3 يساوى للقيمة التالية.

$$M_1 = \left[\frac{M^{-ve} \times L_3}{2} \right]$$



IF $L_2 < L_1$

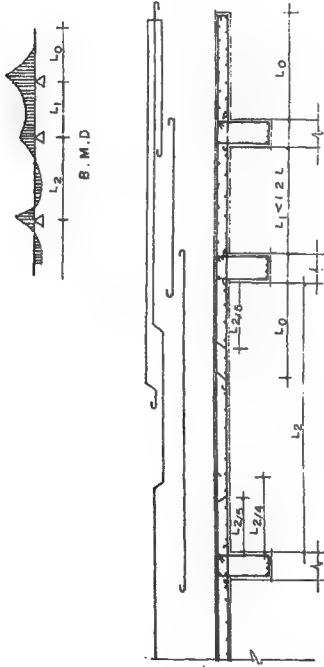
OR

IF $L_1 < L_2 < 1.5 L_1$

حالات خاصة من البلاطات الكابولية:

١- بلاطة كابولية امتدادها بلاطة ذات بحر قصير يأتى بعدها بلاطة ذات بحر

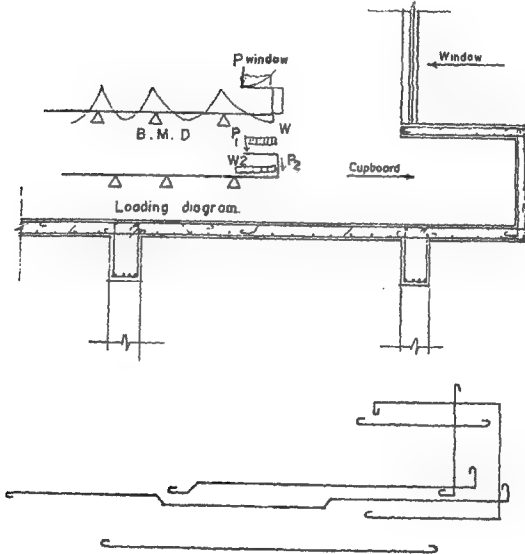
طويل:



٢- بلاطة كجوليه ذات تشكيلات معيارية:

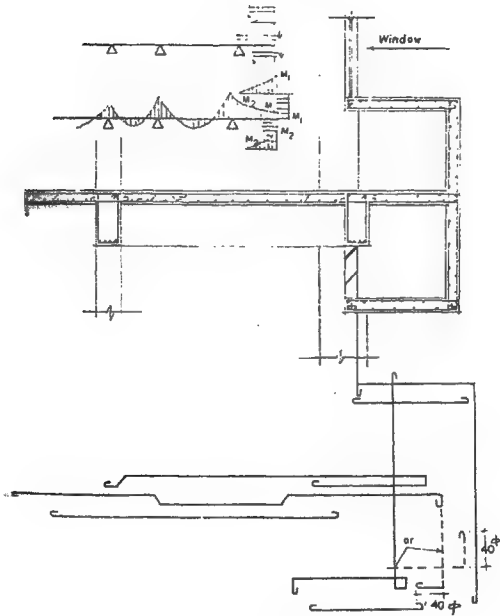
١- التفصيل (١):

النظام الإنشائي لهذه التفصيله بين بجوارها.



(٢) التفصيله (٢):

وهي تفصيله معمارية معقدة .



الترخيم فى البلاطات

(أ) البلاطة ذات الاتجاه الواحد:

فى الكود المصرى القديم لعام ١٩٧٠ لم يكن هناك أى معادلات تحكم الترخيم فى البلاطات ولكن فى الكود المصرى الجديد لعام ١٩٩٥ هناك نسب معينة بين البحر إلى عمق البلاطة يجب احترامها للتحكم فى الترخيم كما هو موضح فى صفحة ٩٢ من الكود المصرى ١٩٩٥ أيضاً فى المواصفات الأمريكية ACI والمواصفات البريطانية BS 8110 لعام ١٩٨٥ وما بعدها فإن هناك نسب بين البحر والعمق للبلاطة يجب احترامها لضمان الأمان فى الترخيم للبلاطات ذات الاتجاه الواحد.

ومن المواصفات الأمريكية لعام ١٩٧١ (ACI 318-71) نقل الجدول التالى لأقل عمق مسموح به للكمات والبلاطات ذات الاتجاه الواحد الذى يحقق حالة الأمان فى الترخيم.

| المنصر | لجهاد خضوع لحدید التسليح F_y (kg/cm ²) | بحر بسيط الارتكاز | بحر مستمر من جهة ولحده | بحر مستمر بين جهتين | كابولى |
|-------------------------------------|--|----------------------|---------------------------|------------------------|--------|
| بلاطات مصممة ذات اتجاه واحد | ٢٨٠٠ | ٢٥/ل | ٣٠/ل | ٣٥/ل | ١٢,٥/ل |
| كمات أو أصصاب بلاطات ذات اتجاه واحد | ٢٨٠٠ | ٢٠/ل | ٢٣/ل | ٢٦/ل | ١٠/ل |
| بلاطات مصممة ذات اتجاه واحد | ٣٥٠٠ | ٢٢/ل | ٢٧/ل | ٣١/ل | ١١/ل |
| كمات أو أصصاب بلاطات ذات اتجاه واحد | ٣٥٠٠ | ١٨/ل | ٢٠,٥/ل | ٢٣,٥/ل | ٩/ل |
| بلاطات مصممة ذات اتجاه واحد | ٤٢٠٠ | ٢٠/ل | ٢٤/ل | ٢٨/ل | ١٠/ل |
| كمات أو أصصاب بلاطات ذات اتجاه واحد | ٤٢٠٠ | ١٦/ل | ١٨,٥/ل | ٢١/ل | ٨/ل |

حيث ل هو البحر الفعال للكمرة أو البلاطة تحت التصميم.

(ب) البلاطات ذات الاتجاهين:

فى المواصفات الأمريكية لعام ١٩٨٣ ACI-318-83 يوجد فيها بعض العلاقات والمعادلات الصعبة للحصول على أقل سمك مناسب للبلاطة ذات الاتجاهين لتحقيق الأمان فى الترخيم. وننقل البند التالى من المواصفات الأمريكية السابق ذكرها بند (٩-٥-٣) البلاطات ذات الاتجاهين (وليس سابقه الإجهاد):

بند (٩-٥-٣-١)

أقل تخانة للبلاطات المصمته أو أى منشآت مماثلة ذات اتجاهين والمصممه طبقاً للشروط المذكورة فى الفصل (١٣) من الكود الأمريكى والتي لها نسبة أبعاد بين أطول بحر إلى اقصى بحر لا تزيد عن (٢) فإن أقل تخانة يمكن الحصول عليها من تطبيق المعادلات أرقام (٩-١١)، (٩-١٢)، (٩-١٣) وجميع الشروط المذكورة فى الفصل (٩-٥-٣)

$$h = \frac{L_n(800 + f_y / 1.5)}{36.000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.5(1 - \beta_s)(1 + 1/\beta))}$$

أقل تخانة eqn (9-11)

معادلة (٩-١١)

ولكن h ويجب أيضاً ألا تقل عن القيمة التالية

$$h = \frac{L_n(800 + F_y / 1.5) \beta_s}{36.000 + 5000 \beta(1 + \beta_s)} \text{ ----- eq (9-12)}$$

المعادلة (٩-١٢)

وغير مطلوب أيضاً أن تزيد عن القيمة التالية

$$h = \frac{L_n(800 + F_y / 1.5)}{36000} \text{ ----- eq (9-13)}$$

المعادلة (٩-١٣)

وعلى كل حالة فإن التخانة يجب ألا تقل عن القيم التالية

- (أ) للبلاطات والكمرات أو باكيات السقوط Drop Painels ١٢٠ مم.
- (ب) البلاطات بدون كمرات ولكن بها باكيات سقوط مطابقة للبند (٩-٥-٣-٢) من الكود الأمريكي ١٠٠ مم.
- (ج) البلاطات ذات الكمرات على الحروف الأربعة بدرجة أستمالة لا تزيد عن ٩٠ = ٢,٠٠ مم.
- ولمزيد من التفاصيل يمكن قراءة ACI 318-83 الكود الأمريكي لعام ١٩٨٣ الصفحات من ٣٣-٣٥. حيث :
- L_n = البحر الصافي Clean Span للعزم الموجب أو القصر أو متوسط بحرين متجاوزين للعزم السالب.
- F_v = اجهاد الخضوع المميز لحديد التسليح بوحدة Mpa (ميغا باسكال)
- $Mpa = 10^6 \times \text{باسكال} = 10^6 \times \text{نيوتن/م}^2$.
- $N = \text{نيوتن} = 9,81 / \text{كجم}$.
- α = النسبة بين جساءة الانحناء لقطاع الكمرات وبين جساءة الانحناء لعرض من البلاطة محدد عرضياً بخطوط محاور الباكيات المجاورة (إذا كان هنالك منها) على جانب الكمرة.
- $\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$
- α_m = النسبة المتوسطة لقيمة α لجميع الكمرات على حروف الباكيه تحت الدارسة.
- β = النسبة بين البحور الصافيه فى الاتجاه الطويل للاتجاه القصير فى البلاطات ذات الاتجاهين
- β_s = النسبة بين طول الحروف المستمرة لأجمالى محيط باكيه البلاطة.

توصيات خاصة للبلاطات المصنّعة:

١- للبلاطات ذات مساحه أكبر من ١٢م^٢ تؤخذ تخافتها = ١٢سم للحصول على توزيع جيد للتسليح.

٢- للبلاطة ذات تخانة = ١٠سم

أكبر قطر حديد تسليح مسموح باستخدامه = ١٠ مم

ويكون أكبر مساحه يمكن استخدامها للحصول على حل

$$A_s = 6\phi 10 / m = \text{اقتصادي رخيص للبلاطة}$$

$$= 6 \phi 10 / m$$

٣- للبلاطة ذات التخانة = ١٢سم أكبر قطر = ١٣ مم أكبر مساحه حديد

$$\text{تسليح} = 7\phi 13 / m$$

٤- للبلاطة ذات التخانة = ١٤سم أكبر قطر مسموح به = ١٣مم أكبر مساحه

$$\text{حديد تسليح} = 9\phi 13 / m$$

٥- للبلاطة ذات التخانة = ١٦سم أكبر قطر مسموح به $\phi = 16$ مم

$$\text{أكبر مساحة حديد سفلي} = 9\phi 16 / m$$

$$\text{أقل مساحة تسليح علوية لمقاومة الإنكماش} = 5\phi 10$$

أى أنه للحصول على حل اقتصادى للبلاطة فإن أكبر قطر حديد تسليح (ϕ)

بالمليمتر يجب أن يكون أقل من سمك البلاطة الخرسانية (بالسم).



الباب الرابع

أنواع خاصة من البلاطات المصمتة

Special Solid Slabs

انواع خاصة من البلاطات المصمتة

المحتويات:

- ١- البلاطة المصمتة ذات شكل متوازي اضلاع Skew Solid Slabs.
- ٢- البلاطة المصمتة الزاوية Corner Solid Slab (البلاطة الركنية).
- ٣- البلاطة المصمتة ذات شكل شبه منحرف.
- ٤- البلاطة المصمتة ذات شكل مثلث متساوي الساقين.
- ٥- البلاطة المصمتة ذات الشكل المنتظم الاضلاع.
- ٦- البلاطة المصمتة ذات الشكل المستدير.
- ٧- البلاطة المصمتة لدورات المياه.
- ٨- البلاطة المصمتة ذات شكل قطعة دائرية.
- ٩- البلاطة المصمتة المائلة في المسقط للرأسى.

الحل.

$$w_{to} t = 0.12 \times 2.5 + 0.2 + 0.15 = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$L_b = 5 \times 0.666 = 4.33 \text{ m}$$

$$L_a = 3.75$$

$$r = \frac{4.33}{3.75} = 1.15$$

من معاملات الكود المصرى.

$$\alpha = 0.42$$

$$\beta = 0.27$$

$$M_{ux} = 0.42 \times 0.65 \times \frac{3.75^2}{8} = 0.48 \text{ m. t/m'}$$

$$M_{uy} = 0.27 \times 0.65 \times \frac{4.33^2}{8} = 0.41 \text{ m. t/m'}$$

$$d = 0.33 \sqrt{\frac{0.48 \times 105}{100}} = 7.23$$

نأخذ التخالفة $t = 0.10 \text{ مسم}$.

الماتلة

$$A_{sm} = \frac{0.48 \times 10^5}{1220 \times 8.5} = 4.36 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

$$6 \phi 10 \text{ m'}$$

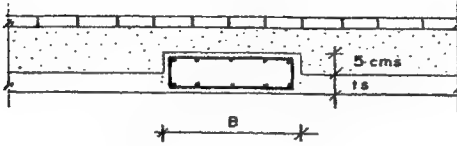
$$A_{sp} = \frac{A_{sm}}{\cos \phi} = \frac{4.49}{\cos \phi} = 5.17$$

نأخذ حديد تسليح $A_{sx} = A_{sy} = 7 \phi 10 / \text{m'}$

٢- البلاطات المصمتة فى الأركان: Corner Solid Slabs

تصميم بلاطات الأركان:

يمكن تقسيم بلاطة الأركان إلى بلاطتين مصمتتين وذلك بإضافة كمره مدفونه Hidden Beam على طول CD كما هو موضح بالشكل (٣-٤) وإذا كانت التخالفة الأصلية للبلاطة المصمتة غير كافية للكمرة المدفونه فيها فيمكن للمصمم أن يقلب سم تخالفة مقلوبة للكمرة داخل طبقة رمل الارضيات كما هو موضح بالشكل (٤-٢).



SEC. 1-1

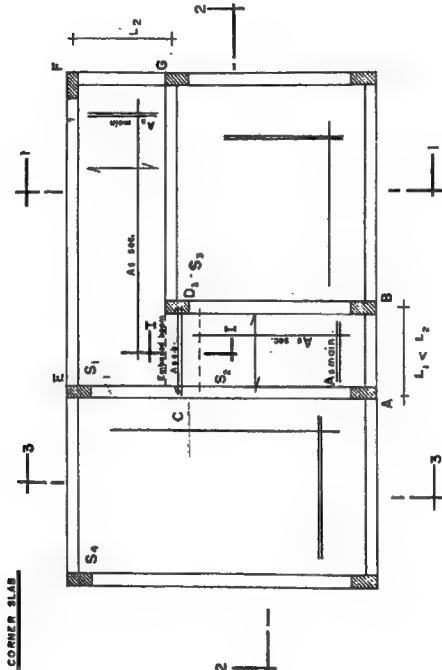
شكل (١-٤)

∴ يمكن أخذ $B = 5 \rightarrow 7(t_s + 5)$

أى أن عرض الكرة المدفونة يكون من خمسة أمثال إلى سبعة أمثال تخانة البلاطة + ٥ سم.

ولتصميم السقف الموضح بالشكل (٣-٤) يمكن تصميم القطاعات ١-١ ، ٢-٢ ،

٣-٣ ، ٤-٤ باستخدام المواصفات القياسية المصرية ومعاملاتها كما سبق شرحه من قبل.



شكل (٣-٤)

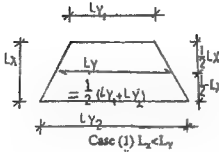
٢- البلاطة المستطحة شبه المنحرف Trapezoidal Slab

للحالات ٢،١ يمكن تصميم البلاطة على أنها بلاطة مستطيلة وذلك بأخذ معامل

الأسطوانة (r) كالآتي:

$$r = \frac{m_1 L_y}{m_2 L_x} \text{ وتحصل على قيمة } \alpha, \beta \text{ من المواصفات المصرية}$$

الحالة (١) :



$$L_y = \frac{1}{2}(L_{y1} + L_{y2}) \text{ حيث}$$

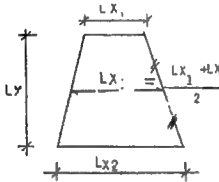
الحالة (١)

$$L_x = \frac{1}{2}(L_{x1} + L_{x2}) \text{ الحالة (٢)}$$

$$m_1 = 0.87 \text{ or } 0.76$$

$$m_2 = 0.87 \text{ or } 0.76$$

الحالة (٢) :



حالة (٢) $L_x > L_y$ كما سبق شرحه من

قبل.

ملاحظة:

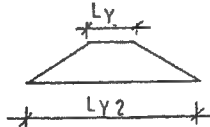
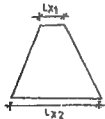
$$L_{x1} < L_{x2} / 5$$

$$L_{y1} < L_{y2} / 5$$

إذا كان

وهاتين الحالتين ٤،٣ يمكنك تطبيق القواعد المخصصة للبلاطات المثلثة والتي

يتم شرحها في البند التالي.

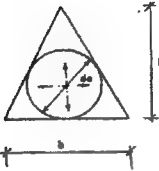


٤- حالة بلاطه مصمته ذات شكل مثلث متساوي الساقين:

Isosceles Triangle Solid Slabs

$$d_o = \text{قطر الدائرة المماسّة من الدّاخل} = \frac{2bh}{b + \sqrt{b^2 + 4h^2}}$$

الحالة (١):



كل الحواف بسيطة الإرتكاز Simply Supported.
قيمة عزوم الانحناء في الاتجاهين Bending Moment.

$$\frac{w d_o^2}{16} = \text{عند مركز الدائرة}$$

الحالة (٢):

جميع الحروف مثبتة تثبيتاً كلياً Fixed (أي جميع الحروف مستمرة Continuous).

$$\text{Bending Moment} = + \frac{w d_o^2}{30} \text{ عند مركز الدائرة.}$$

at edges Bending Moment = قيمة عزوم الإنثناء عند الحواف

$$= - \frac{w h o^2}{30}$$

حيث W = الحمل منتظم التوزيع (أو قيمة كثافة الضغط عند مركز الدائرة إذا كان الضغط يتغير بانتظام).

مثال محلّول

صمم البلاطه المثلثه abc إذا كان الارتفاع $h = 4,0$ متر والعرض $b = 5,0$ متر وتحمل حمل منتظم $w = 1,0$ طن/م^٢ وحالة مثبتة Fixed.

الحل:

$$d_o = \frac{2 \times 5 \times 4}{5 + \sqrt{(5)^2 + 4(4)^2}} = \frac{40}{14.43} = 2.77 \text{ ms.}$$

$$M^{-ve} = \frac{1 \times 4^2}{30} = 0.53 \text{ m. t./m'}$$

$$M_x^{-ve} = M_y^{+ve} = \frac{1 \times 2.77^2}{30} = 0.26 \text{ m. t./m'}$$

$$d = k_1 \sqrt{M/b} = 0.33 \sqrt{0.53 \times 10^5 \times 100} = 7.59 \text{ cms}$$

ممکن اختیار $t = 10,0$ اسم.ولكن الأفضل اختیار النخانة $t = 12$ اسم لوضع شبكتين تسليح.

$$A_s^{-ve} \text{ at supports} = \frac{0.53 \times 10^5}{1250 \times 10.5} = 4.04 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

نختار $\phi 6$ ام

$$A_{s_1}^{+ve} = A_{s_2}^{+ve}$$

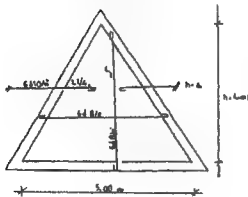
$$= \frac{0.26 \times 10^5}{1250 \times 9.5} = 2.19 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

نختار $\phi 8$ م

ملاحظة:

$$d(A_{s_1}) = 9.5 \text{ cms.}$$

$$d(A_{s_2}) = 9.5 \text{ cms.}$$



(٥) البلاطة ذات الشكل منتظم متعدد الأضلاع:

(خمس أوجه أو أكثر).

يمكنك تصميم هذه البلاطة على أنها بلاطة. مستقيمة بقطر = H_1 .

$$H_1 = \frac{1}{2}(h + h_o) = 1.041 h$$

للكشك الخماسي:

$$H_1 = 1.041 h$$

للكشك السداسي:

$$H = 1.077 h$$

حيث :

h = قطر الدائرة المارة داخل الشكل مماسه لإضلاعه.

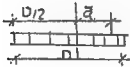
h_o = قطر الدائرة المارة خارج الشكل مماسه لأركانه.

وتصميم البلاطة الدائرية لمختلف حالات الحروف وحالات التحميل سوف يتم

شرحه في البند التالي من هذا الفصل.

البلاطة الدائرية Circular Slabs

الحالة الأولى:



حالة حمل منتظم التوزيع w على كل مساحة البلاطة.



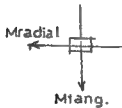
(أ) حالة الحروف بسيطة الإرتكاز Hinged Edge.

$$M_{radial} = M_t = \frac{WD^2}{64}(3+v)(1-p^2)$$

$$M_t, (M_{tangential}) = \frac{WD^2}{64}(3+v) - (1-3v)p^2$$

حيث v = نسبة بواسون = Poisson's ratio

صفر $\leftarrow \frac{1}{6}$



$$\text{حيث } p = \frac{\text{المسافة من النقطة تحت الاعتبار مقاسه من مركز البلاطة}}{\text{نصف قطر البلاطة للدائرية}} = \frac{a}{P/2}$$

(ب) حالة الحروف مثبتة: Fixed Edge

$$M_{r_1} = \frac{WD^2}{64} \times [(1+v) + (3+v)p^2]$$

$$M_{r_2} = \frac{WD^2}{64} \times [(1+v) - (1+3v)p^2]$$

(ج) حالة الحروف مستمرة: Continuous edges

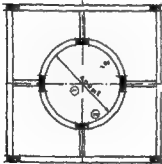
يتم حل البلاطة مرة على أساس بسيطة الارتكاز، ومرة أخرى على أساس حروف مثبتة ونأخذ قيمة متوسطه للعزوم.

$$M_{r_1} = \frac{M_{r_1} + M_{r_2}}{2}$$

$$M_{t_1} = \frac{M_{t_1} + M_{t_2}}{2}$$

مثال محلولة

صمم البلاطة المستديرة S_1 ذات القطر $D = 4.0$ متر والتي تحمل حمل منتظم التوزيع 1.0 طن / م² ومستمرة من جميع الحروف.



الحل:

للحصول على M_r للبلاطة المستمرة وكذلك

M_t المناظر له يجب دارسة كلا الحالتين.

أ- حالة بلاطة بسيطة الارتكاز.

ب- حالة بلاطة مثبتة.

(أ) حالة بلاطة بسيطة الارتكاز:

$$M_{r1} = \frac{1 \times 4^2}{64} (3 + 0.167)(1 - 0) \quad \text{عند النقطة (١)}$$

$$= 0.79 \text{ m.t.}$$

$$M_{i111} = \frac{1 \times 4^2}{64} (3 + 0.167) - (1 + 3 + 0.167)0 =$$

$$= 0.79 \text{ m.t.}$$

عند النقطة (٢)

$$M_{r2} = \frac{1 \times 4^2}{64} (3 + 0.167)(1 - 1) = \text{zero}$$

$$M_{i112} = \frac{1 \times 4^2}{64} [(3.17 - (1 + 3 \times 0.167))1] = 0.42 \text{ m.t.}$$

(ب) حالة بلاطة مثبتة:

$$M_{r1} = \frac{1 \times 16}{64} (0.167 - 3.167 \times 0) = 0.292 \text{ m.t.} \quad \text{عند النقطة (١)}$$

$$M_{i111} = \frac{1 \times 16}{64} [1.167 - 1.5 \times 0] = 0.292 \text{ m.t.}$$

عند النقطة (٢)

$$M_{r2} = \frac{1 \times 16}{64} (1.167 - 3.167 \times 1) = -0.5 \text{ m.t.}$$

$$M_{i112} = \frac{1 \times 16}{64} (1.167 - 1.5 \times 1) = 0.083 \text{ m.t.}$$

حالة بلاطة مستمرة الحروف: (حالة مثال)

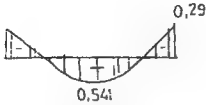
$$M_{r1} = \frac{0.79 + 0.292}{2} = 0.541 \text{ m.t./m'} \quad \text{عند النقطة (١)}$$

$$M_{i1} = \frac{0.79 + 0.292}{2} = 0.541 \text{ m.t./m'}$$

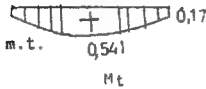
$$M_{r2} = \frac{0 + (-0.5)}{2} = -0.25 \text{ m.t./m'} \quad \text{عند النقطة (٢)}$$

$$M_{i2} = \frac{0.42 + (-0.083)}{2} = 0.17 \text{ m.t./m'}$$

تصميم القطاعات:



$$d = 0.33 \sqrt{\frac{0.514 \times 10^5}{100}} = 7.67 \text{ cms}$$

نختار $t = 12$ سموذلك لسهولة وضع شبكتين حديد تسليح
علوية وسفلية.

$$A_s^{+ve} = \frac{0.541 \times 10^5}{1250 \times 10.5} = 4.12 \text{ cm}^2$$

نختار $6 \phi 10 / \text{م}$

$$A_s^{-ve} = A_s^{+ve} = 6 \phi 10 / \text{م}$$

وذلك لأن $M_i^{+ve} = M_r^{-ve} = 0.05 \text{ طن/م}$.

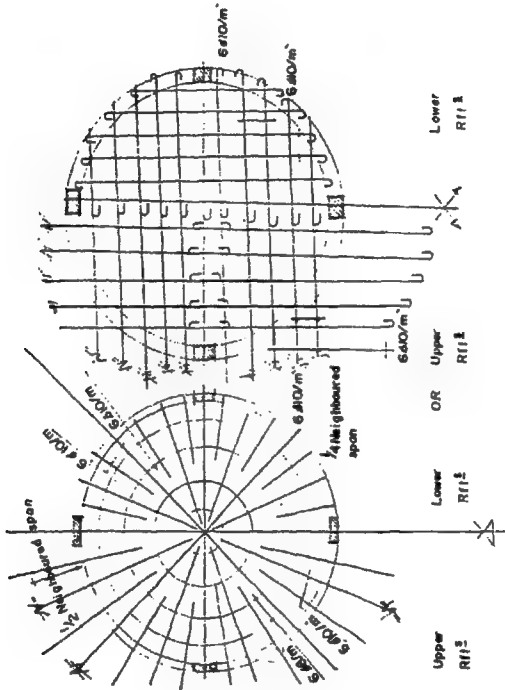
$$A_s^{+ve} = \frac{0.541 \times 10^5}{1250 \times 9.5} = 4.56 \text{ cm}^2 / \text{م}$$

$$A_s^{-ve} = \frac{0.083 \times 10^5}{1250 \times 9.5} = 0.69 \text{ cm}^2 / \text{م}$$

نختار $6 \phi 10 / \text{م}$

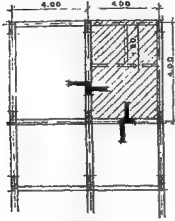
$$A_s \text{ min} = 0.2 \times 12 = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{م}$$

نختار $6 \phi 8 / \text{م}$



الشكل (٦-٤) تفصيل التسليح

(٧) البلاطات المصمتة ذات الحمال الخطية المركزة عليها:



شكل (٧-٤)

هذه الحالة عادة ما تحدث في مناطق بلاطات الحمامات في جميع المباني:

في هذه الحالة يقوم المصمم بتخفيض هذه المساحة بمقدار ١٠ سم الضرورية لنظام الصرف الصحي ولذلك يجب على المصمم تهشير منطقة للحمامات لبيان وتوضيح مناطق التخفيض كما هو مبين بالشكل (٧-٤)

وتصميم هذه المساحات يمكن عمله تقريبا وعمليا عن طريق تحويل جميع أحمال الحوائط المحملة مباشرة على البلاطة الخرسانية (أي بدون كمرات) تحويلا الى حمل منتظم التوزيع باستخدام معامل ضرب = ١,٥٠ كما سوف يتم توضيحه بالمثل المحلول التالي.

مثال محلول

صمم البلاطة الموضحة ذات أبعاد ٣ × ٤ لحمل أحمال الحوائط ذات تخافه ١٢ سم وحمل حي = ٢٠٠ كجم/م^٢.

الحل

الأحمال على البلاطة = الحمل الحي + الوزن الذاتي للبلاطة + الأرضيات + أحمال الحوائط بعد توزيعها.

$$\text{الحمل الحي} = ٢٠٠ \text{ كجم/م}^2 = ٠,٢ \text{ طن/م}^2$$

$$\text{الأرضيات} = ٠,١٥ + ٠,١٠ \text{ (رسم للمساحة المخفضة)} \times ١,٦ = ٠,٣ \text{ طن/م}^2$$

$$\text{ملاحظة: كثافة الرمل} = ١,٦ \text{ طن/م}^3$$

$$\text{الوزن الذاتي للبلاطة} = ٢,٥٠ \times ١,٢ = ٠,٣ \text{ طن/م}^2$$

$$\text{حمل الحوائط للموزع} = 2,8 \times 0,3 = \frac{1,0 \times (3+1,8)}{4 \times 3}$$

$$= \frac{\text{أطوال الحائط للموزع} \times \text{معامل الضرب}}{\text{مساحة البلاطة}} \times \text{ارتفاع الحائط} \times \text{كثافة نخانة الحائط}$$

$$\text{الحمل الكلى} = 0,50 + 0,3 + 0,2 = 1,3 \text{ طن/م}$$

$$r = \text{(درجة الاستطالة)} = \frac{4}{3} = 1.33$$

$$a = 0,52$$

$$b = 0,2$$

$$M_0 = 0,7 \text{ م. طن/م} = \frac{r}{8} \times 1,3 \times 0,52$$

$$M_n = 0,2 \text{ م. طن/م} = \frac{b}{4} \times 1,3 \times 0,2$$

$$d = 0.33 \sqrt{\frac{(0.7 \times 10000)}{100}} = 9.097 \text{ cms}$$

$$\text{نختار } t = 12 \text{ سم}$$

$$A_{s,a} = \frac{0.76 \times 10^5}{1250 \times 10.50} = 5.79 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{نختار } 8 \text{ } \phi 10 \text{ م (٦,٤ سم}^2 \text{)}$$

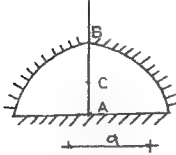
$$A_{s,b} = \frac{0.52 \times 10^5}{1250 \times 9.05} = 4.38 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

$$\text{نختار } 6 \text{ } \phi 10 \text{ م (٤,٨٠ سم}^2 \text{)}$$

ويمكنك الحل بطريقة أقرب الى الدقة باستخدام نظريات المرونة باستخدام طريقة تحليل خطوط الكسر والخضوع yield line analysis والتي سوف يتم توضيحها في الفصل الخامس.

(٨) البلاطات ذات الشكل القطعة دائرية:

(المتبته من جميع الأطراف). (plate (fixed in all edges).



$$\sigma = \frac{6M}{bt^2} \text{ يلاحظ أن}$$

حيث σ = الإجهاد = Stress نتيجة العزوم.
والبلاطة تتحمل حمل W ملن / م منتظم التوزيع.

$$\text{Maximum } \sigma^l = \sigma_r \text{ at (A)}$$

$$= -0.42 \frac{wa^2}{t^2} \text{ (A) أقصى إجهاد عند}$$

$$\sigma = \sigma_r \text{ at B} = -0.36 \frac{wa^2}{t^2}$$

$$\sigma = \sigma_r \text{ at c} = +0.21 \frac{wa^2}{t^2}$$

حيث t = تخانة البلاطة

$$\frac{\sigma t^2}{6} = M \text{ العزوم } \therefore b = 1,00 \text{ متر}$$

ثم نقوم بتصميم القطاع على أنه قطاع غير متجانس heterogeneous وذلك في المرحلة الثانية (حدوث شروخ).

أى أن

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{cms} \quad b = 1.00 \text{ ms}$$

$$A_s = \frac{M}{k_2 d} \text{ حيث } A_s \text{ لكل متر طولى}$$

(٩) البلاطات المصمته المائلة فى المسقط الرأسى.

Inclined Solid slab (in elevation)

ملاحظة (١): إذا كانت البلاطة بسيطة الارتكاز.

$$M.L.L = \frac{W.L.L \times L_0^2}{8}$$

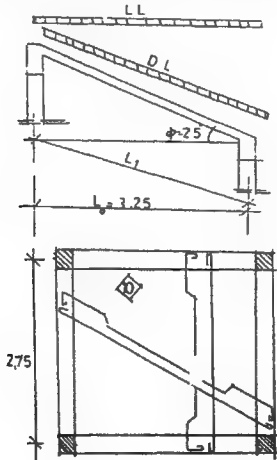
$$M.D.L = \frac{(W.D.L + \text{flooring}) \times L_0 \times L_1}{8}$$

إذا كانت مستمرة نقوم بتحويل كل الأحمال الى ما يناظر الحمل D.L

$$W.L.L = W.L.L \times \cos(\phi)$$

الملاحظة (٢):

في الرسومات التنفيذية يمكنك رسم أسياخ حديد التسليح بأشكالها الحقيقية (مائلة) عندما نقوم برسمها على المسقط الأفقي كما هو موضح بالشكل (٤-٨).



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

(ونريد أن نمن على الذين استضعفوا
ففي الأرض ونجعلهم أئمةً ونجعلهم
الوارثين، ونمكن لهم في الأرض ونر
فرعون وهامان وجنودهما منهم ما
كانوا يحذرون)

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الآية ٦٠، ٥ القصص

الباب الخامس

بلاطات الطوب المفرغة

Hollow Block Slabs

بلاطات الطوب المفرغ

HOLLOW BLOCK SLABS

يوجد نوعين من بلاطات الطوب المفرغ.

One way hollow block بلاطات مفرغة ذات اتجاه واحد

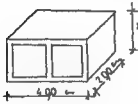
two way hollow block بلاطات مفرغة ذات اتجاهين

وسوف نشرح الآن طريقة تصميم كل نوع:

بلاطات مفرغة ذات اتجاه واحد:

متى تستخدم؟

تستخدم عند ما يراد تغطية مساحة بدون كمرات ساقطة ويستخدم لبحور بين الأعمدة من ٥,٠ أمتار الى ٧,٠ أمتار البلوكات المستخدمة (أوزان وأبعاد).



| الوزن | ارتفاع | ١٥ سم | ٢٠ سم | ٢٥ سم |
|--------|--------|--------|--------|-------|
| بونكيت | ٥ كجم | ٦ كجم | ٨ كجم | |
| هجريت | ١٠ كجم | ١٢ كجم | ١٦ كجم | |

لبلاطات مفرغة ذات اتجاه واحد (وحمل حتى لا يزيد عن ٣٠٠ كجم/م^٢)

| البحر | البلوكات المستخدمة | الوزن للبلوك | عدد البلوكات في المتر المربع | الغزوم الكلي للبلوكات للمتر المربع |
|-------|--------------------|--------------|------------------------------|------------------------------------|
| ٥ متر | ١٥ × ٢٠ × ٤٠ | ١٠ كجم | ١٠,٤ | ١٠٠ كجم/م ^٢ |
| ٦ متر | ٢٠ × ٢٠ × ٤٠ | ١٢ كجم | ١٠,٤ | ١٢٠ كجم/م ^٢ |
| ٧ متر | ٢٥ × ٢٠ × ٤٠ | ١٦ كجم | ١٠,٠ | ١٦٠ كجم/م ^٢ |

خطوات التصميم:

١- تقسم البلاطات الى وحدات بواسطة كمرات مدفونة

٢- اتجاه الكمرات المدفونة يكون لترابط الأعمدة أساسا

٣- اتجاه الأعصاب في الاتجاه القصير للحصول على أقل تخانة ممكنة للبلاطات المفرعة.

٤- نحاول الاستفادة من استمرارية الأعصاب Continuity.

٥- الكمرات المدفونة نقوم بقطع فراغ الصالة.

٦- يمكن وضع كمرات ساقطة أعلى أى حائط.

اعتبارات خاصة:

L_1, L_2 = مقاسه من المحور الى المحور.

$L_{c1} = 40$ سم + مضاعفات ٥٠ سم.

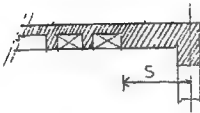
= ٤٤٠ ، ٤٩٠ ، ٥٩٠ ... الخ.

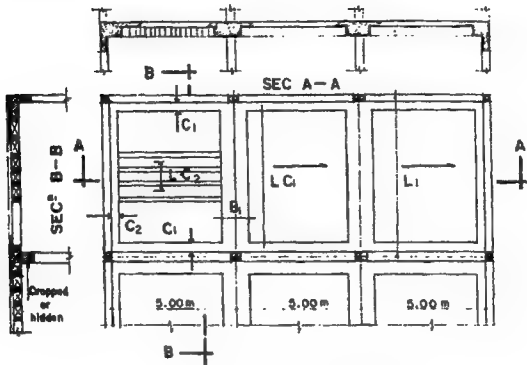
$L_{c1} = 40$ سم + مضاعفات ٢٠ سم

= ٤٢٠ ، ٤٤٠ ، ٦٠٠ ، ٦٦٠ ... الخ.

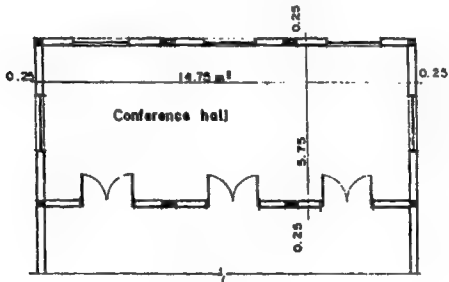
$C_1 = 10$ سم حد أدنى.

$C_2 = 10$ سم حد أدنى.





STRUCTURAL PLAN



ARCH. PLAN

شكل (٢-٥)

الجزء المصمت Solid part $< \frac{\text{البحر}}{10} \leftarrow$ من خط محور الكمره.

≤ 20 سم

العرض B_1 سوف يتم تصميمه وحسابه $= (7 - 5)$ مرات السمك t للبلاطة المفرغه

(تخانة البلوك المفرغ + سم).

سمك البلاطة المصمتة Solid slab $= 5$ سم للحمال الحية ≥ 400 كجم/م² والبحور أقل من 6,0 متر.

سمك البلاطة المصمتة Solid slab $= 7$ سم للأحمال الحية أكبر من 400 كجم/م² والبحور أكبر من 6,0 متر.

وخصوصاً عندما تكون محتاجاً الى وضع بلوكين مفرغين فوق بعض.

أكبر مسافة خالصة بين الأعصاب.

$emax = 70$ سم.



أقل عرض للعصب 5 سم أو $\frac{1}{3}$ العمق.

أقل تخانة لبلاطة الضغط الفعالة $= 5$ سم أو $\frac{e}{10}$

مثال محلول

صمم قائمة الاجتماعات المبينة في الشكل (5-7) ذات الأبعاد $14,75 \times 5,75$ لتحمل حمل حي $= 400$ كجم/م².

الحل:

سوف نضع كمره مدفونة كل 5,0 متر لتربط الأعمدة ونختار الأعصاب في

الاتجاه القصير ببحور $= 5$ متر لكل عصب.

الأحمال : لبحر 5,0 متر.

سوف نختار بلوكات أبعاد $40 \times 20 \times 10$ سم.

الوزن الذاتي للبلوكات $= 100$ كجم/م³.

وزن بلاطة مصمتة ٥ سم = $2,0 \times 0,05 = 0,125$ طن / م^٢.

وزن الأرضيات = ١٥٠ كجم/م^٢.

الحمل الحي = ٤٠٠ كجم/م^٢.

الوزن الذاتي للأعصاب = $2,0 \times 0,15 \times 0,1 \times 2 = 0,075$ طن/م^٢.

الوزن الكلي لبلاطة السقف = ٠,٨٥ طن/م^٢.

تصميم الأعصاب : Design of Ribs

المسافة بين المحور الأعصاب (بين كل عصبين متتاليين) = ٠,٥ متر.

أي أنه يوجد عدد عصبين لكل ١ متر.

∴ الوزن لكل عصب = $\frac{0.85 \text{ طن/م}^2}{2} = 0,425$ طن / لكل عصب.

$$M_d = \frac{WL^2}{10} = \frac{0.425 \times 5^{-2}}{10} = 1.0625 \text{ m.t.}$$

$$Z = 0.14 \sqrt{\frac{1.063 \times 10^5}{50}} = 6.45$$

$$\frac{B}{b_s} = \frac{50}{10} = 5$$

$$\frac{t_s}{z} = \frac{5}{6.18} = 0.61$$

$$r = 0.97$$

$$B_r = r.B = 0.97 \times 50 = 48.5 \text{ cms.}$$

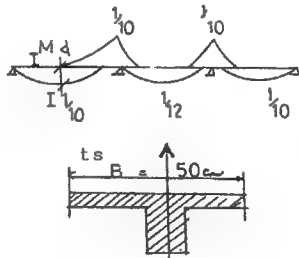
$$d = 0.36 \sqrt{\frac{1.063 \times 10^5}{48.5}} = 16.14$$

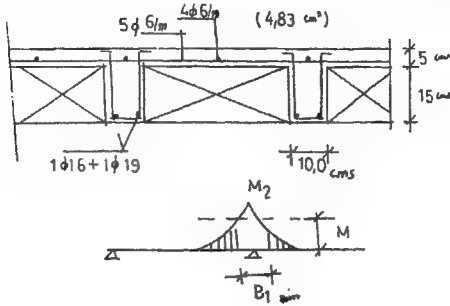
$$d = 17.0$$

$$\text{take } t = 20.0 \text{ cms}$$

نختار بلوكات مفرغة مقاس ٤٠ × ٢٠ × ١٥ سم + بلاطة مصمتة سمك (٥) سم.

$$\therefore A_s = \frac{1.063 \times 10^5}{1250 \times 17} = 5.00 \text{ cm}$$





تصميم الجزء المصبت Solid part :

معطيات d, K_1, b $d = k_1 \sqrt{M_r / b}$

غير معلوم M_r

$$d = 17.0 \text{ cms.}$$

$$K_1 = 0.28 \text{ for } F_c = 70 \text{ Kg/cms}^2 \quad \alpha = 0.00$$

$$K_1 = 0.265 \text{ } F_c = 70 \text{ kg/cms} \quad \alpha = 0.2$$

$$b = 10 \text{ cms}$$

∴ نحسب M_r ثم من الرسم نحصل على $B_1(\min)$ الحد الأدنى

$$17 = 0.28 \sqrt{M_r / 10}$$

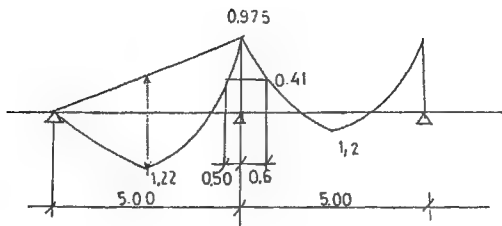
$$M_r = 36662.2 = 0.37 \text{ m.t./rib.}$$

$$\text{If } K_1 = 0.265$$

$$M_r = 0.41 \text{ m.t.}$$

$$M_{\max} = 1.063 \text{ m.t.}$$

كما تم حسابه من قبل من الصفحة السابقة.



من الرسم $B_{1,2} = 0.6, 0.5 =$ الحد الأدنى.

\therefore أختار $B_1 = 0.6 \times 2 = 1.2$ متر.

$=$ الحد الأدنى لعرض الجزء المصمت.

تصميم الكمره المدفونة Hidden Beam.

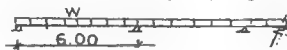
$$W = 0.85 \times (5 - 1.00) + (0.4 + 0.15) \times 1 + 1 \times 0.2 \times 2.5 = 4.45 \text{ t/m.}$$

$$M = 4.45 \times \frac{6^2}{10} = 16.02 \text{ m.t}$$

نحاول بداية بالعرض $B = 1.2$ متر.

$$d = k_1 \sqrt{\frac{16.02 \times 15^3}{1200}} = 17$$

$$\therefore K_1 = 0.15 \rightarrow \alpha = 0.8 \rightarrow f_c = 90 \text{ kg/cm}^2 \text{ unsafe}$$



نحاول $B = 2.0 \times 7 = 14$ سم

$$\alpha = 0.4 \cdot f_c = 75 \text{ kg/lm}^2 \text{ \& } k_2 = 1209$$

$$d = 0.228 \sqrt{\frac{16.02 \times 15^3}{140}} = 24.39$$

$$d = 22 \text{ cms}$$

نختار

$$t = 25 \text{ cms.}$$

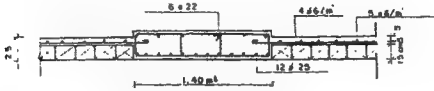
ونقوم بقلب ٥ سم داخل الرمال اسفل الأرضيات البلاط كما هو مبين بالشكل السفلي.

$$A_s = \frac{16.02 \times 10^5}{1209 \times 22} = 60.34 \text{ cm}^2.$$

\therefore نختار $12 \phi 20$

$$A_s = 0.4 \times 60.34 = 24.14 \text{ cm}^2$$

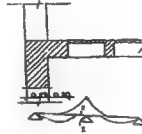
∴ نختار ٢٢ ϕ ٦



شكل (٣-٥) قطاع في الكرة المدفونة

تصميم الكرة الطرفية (للساقطة في الحائط)

$$\begin{aligned} w &= 0.25 \times 0.6 \times 2.5 \times 0.2 \times 0.2 \times \\ & 2.5 \times 0.85 \times \\ & [(5/2 - 0.2 - (0.25/2))] + 0.5 \times \\ & 2.7 = 3.81 \text{ t/m} \\ M &= 3.81 \times \frac{6^{-2}}{10} = 13.7 \text{ m.t} \end{aligned}$$



تصميم القطاع (١-١)

قطاع R-sec بعرض ٢٥ سم، $F_c = 75 \text{ kg/cm}^2$

$$F_s = 1400 \text{ كجم/سم}^2$$

$$1192 = K_1 = 0.26 K_2 \therefore$$



$$d = 0.265 \sqrt{\frac{13.7 \times 10^5}{25}} = 62.03$$

$$65 \times 25 \text{ take}$$

$$A_s = \frac{13.7 \times 10^5}{1192 \times 61} = 18.84 \text{ cm}^2$$

نختار ٢٢ ϕ ٥ (١٩,٠ سم^٢)

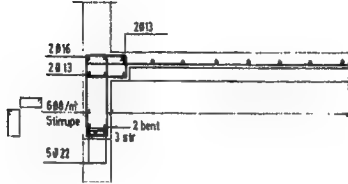
فحص إجهاد القص: Check for shear

$$Q_l = 381 \times \frac{6}{10} + 13.7/6 = 13.71 \text{ tons}$$

$$q = \frac{13.71 \times 10^3}{0.86 \times 25 \times 61} = 10.33 \text{ kg/cm}^2 > 7.00 \text{ kg/m}^2$$

نختار ٦ ϕ ٨ م كانت

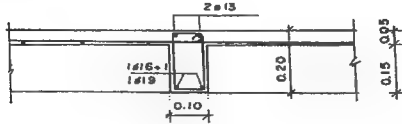
٢ ϕ ٢٢ أسياخ مكمحة



شكل (٤-٥) تسليح قطاع (A-A)

استخدام الأعصاب العرضية The use of CROSS RIBS

- ١- في حالة الأحمال الحية أقل من ٢٠٠ كجم/م^٢، والبحور أكبر من ٥,٠٠ متر يجب على الأقل استخدام عصب عرضي واحد في منتصف بحور الأعصاب الرئيسية ويكون بقطاع وتسليح لا يقل عن الأعصاب الرئيسية ويكون التسليح العلوي له على الأقل يساوي نصف التسليح السفلي وبكثافات مغلقة كما هو مبين بالشكل (٥-٥) السفلي.



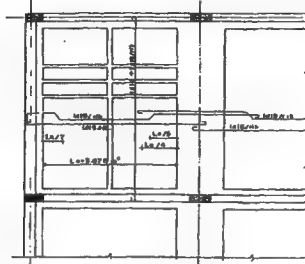
شكل (٥-٥) قطاع في العصب العرضي

(حالة حمل حي = ٢٠٠ كجم/م^٢ والبحر = ٥,٠٠ متر)

في حالة عدد واحد عصب عرضي كما هو موضح عالياً.

أما في حالة البحور أكبر من ٧,٠٠ متر فيجب استخدام ثلاثة أعصاب بنفس القطاع والتسليح المبين في البند رقم (١) عالياً.

المسقط الأفقى للتسليح الأعصاب:



شكل (١-٥)

ب - البلاطات المفرغة ذات الاتجاهين: Two Way Hollow Black Slabs

متى؟

عندما يكون المسقط الأفقى المعماري يحتاج الى مساحة أكبر من ٦,٠٠
 $6,00 \times 6,00$ لتكون بلاطة واحدة بدون كمرات ساقطة.
 حيث h_0 = الارتفاع المعماري الصافي المسموح به.
 شرط مهم:

يستحسن أن تكون المساحة تقريباً مربعة أى أن $\frac{L}{B} < 1.4$ $\frac{\text{الطول}}{\text{العرض}}$
 للمساحة اقل من ١,٤ حتى نحصل على احسن توزيع.
 للأحمال فى الاتجاهين.

تحددات: limitations.

للأحمال الحية اقل من أو تساوى ٣٠٠ كجم/م^٢ يمكن اتباع الجدول التالى فى اختيار أبعاد البلوكات المفرغة للمسافات المختلفة.

| ملاحظات | أبعاد البلوك المثالي | مساحة البلاطة |
|--|--|----------------|
| | $15 \times 20 \times 40$ | 6×6 |
| | $20 \times 20 \times 40$ | 7×7 |
| | $25 \times 20 \times 40$ | 8×8 |
| أكبر مساحة ممكنة = $11,00$ 11×11 متر | عدد ٢ بلوك ($15 \times 20 \times 40$) ابعاد البلوك الواحد | 10×10 |

توزيع الأحمال (و):

وزن البلوكات + الأرضيات + الحمل الحي + الوزن الذاتي = W = كجم / م^٢.

$$r = \left[\frac{L1}{L2} \right] = \text{التوزيع}$$

إحصل على β α معاملات من جدول معاملات ماركوس انظر الباب الثالث

$$W_{\alpha} = W \times \alpha$$

$$W_{\beta} = W \times \beta$$

التصميم:

$$M_{\alpha} = \left[\frac{W_{\alpha} L_1^2}{k} \right] \text{ ١- الاتجاه الرئيسى}$$

$$M_{\beta} = \left[\frac{W_{\beta} L_2^2}{k} \right] \text{ ٢- الاتجاه الثانوى}$$

حيث $K = (٨) \text{ أو } (١٠) \text{ أو } (١٢)$.

حسب استمرارية الأعصاب.

$$d_{\alpha} = K_1 \sqrt{\frac{M}{B_r}} \rightarrow T\text{-see}$$

$$d_{\beta} = d_{\alpha} - 3 = k_1 \sqrt{\frac{M_{\beta}}{B_r}}$$

حيث F_c أقل من أو تساوى ٩٠ كجم/سم^٢.

وذلك عند $Ccu = ٢٢٥$ كجم/سم^٢.

fs تقل من أو تساوى ١٤٠٠ كجم/سم.

لحديد صلب عادى طرى ٣٧.

كل خطوات التصميم بعد M_p, M_a مماثلة لحالة بلاطات مفرغة ذات

الاتجاه الواحد One way hollows Block slabs

ملاحظة : لا يستخدم معاملات الكود المصرى إطلاقاً فى حالة البلاطات

المفرغة ذات الأتجاهين ولكن استخدم فقط معاملات ماركوس.

مثال محلول

للباكية S_1

$$r = \frac{7}{7} = 1$$

$$\alpha = \beta = B = 0.396$$

استخدام بلوكات $20 \times 20 \times 40$

الأحمال

وزن البلاطات $= 10.4 \times 8 = 83.2$ كجم.

وزن البلوك الواحد 10.4 كجم.

عدد البلوكات فى $1 \text{ م}^2 = 8$ بلوكات.

وزن الأعصاب $= 2.5 \times 0.2 \times 0.1 \times 4 = 2.0$ طن/م^٢.

وزن البلاطة المصمتة $= 2.5 \times 1 \times 1 \times 0.5 = 1.25$ طن/م^٢.

$= 0.125$ طن/م^٢.

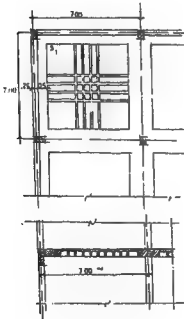
وزن الأرضيات $= 0.15$ طن/م^٢.

الحمل الحى $= 0.30$ طن/م^٢ (منرسة).

$\therefore (W) = 86\% \text{ طن/م}^2$ (مجموع الأوزان السابقة).

$$\therefore W_a = W_p = 0.396 \times 0.86 = 0.33 \text{ t/m}$$

$$= 0.33/2 = 0.16 \text{ t/m عصب Wrib}$$



$$\frac{M}{rib} = 0.16 \times \frac{7^2}{10} = 0.784 \frac{m.t.}{rib}$$

العزوم لكل عصب:

تصميم القطاع I-I:

$$Z = 0.14 \sqrt{\frac{0.784 \times 10^5}{50}} = 5.54 > 5, \text{ cms}$$

$$= 5, \text{ cms}$$

take $r \equiv 1$

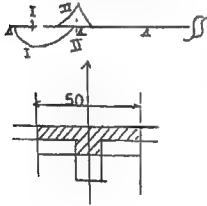
$$B_r = B_c = 50 \text{ cms}$$

$$d = 0.33 \sqrt{\frac{0.784 \times 10^5}{50}} = 13.067 \text{ cms}$$

للسماح باختيار كمره مناسبة نختار $D = 25$ سم.

∴ نختار بلوك = $20 \times 20 \times 40$ سم بلاطة مصمتة؟

$$A_s = \frac{0.784 \times 10^5}{1250 \times 21} = 2.99 \text{ cms}$$



نختار $1 \phi 13 + 13 \phi 16$.

عند قطاع II - II قطاع (R) يعرض =

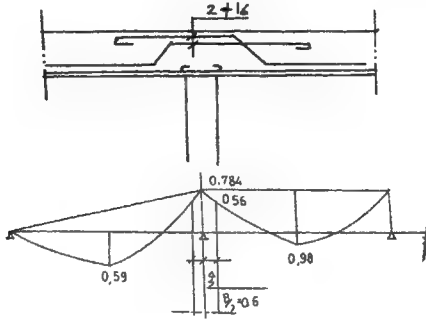
10 سم.

$$21 = 0.28 \sqrt{\frac{Mr}{10}}$$

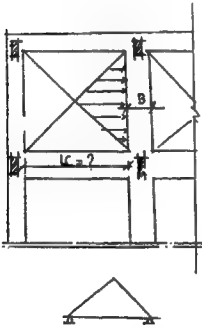
$$MR = 0.56 \text{ m.t./rib}$$

$$MR = 1.05 \text{ m.t./m}$$

تصميم الجزء المصمت:



$$\text{Min} > B = 0.6 \times 2 = 1.2 \text{ m.}$$



الأحمال على الكمرة المدفونة:

$$\text{وزن الكمرة الذاتي} = 1.2 \times 0.25 \times 0.25 = 0.75$$

$$\text{وزن الأرضيات على الكمرة} = 0.15 \times 1.2 = 0.18$$

$$\text{الحمل الحي على الكمرة} = 0.30 \times 1.2 = 0.36$$

$$\therefore \text{الكمرة} = 1.29 \text{ طن/م}$$

$$\text{(و) من البلاطة} = 0.82 - [0.5(2/1.2) - 0.5]$$

$$= 0.67 \times 2 \div [2 \times (2/0.25)]$$

$$= 3.17 \text{ طن/م}$$

$$\text{(و) من البلاطة} = 0.67 \times 0.5 \times 3.17 = 1.07$$

$$2.37 \text{ طن/م}$$

Loads on BEAM: الأحمال على الكمرة: (حساب القص)

$$W/\text{moment} = 3.17 + 1.29 = 4.46 \text{ t/m}$$

$$W/\text{shear} = 2.37 + 1.29 = 3.66 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = 4.46 \times [7^2 / 10] = 21.85 \text{ m.t.}$$

$$Q_{\max} = 3.66 \times [7^2 / 2 + 21.85 / 7] = 15.94 \text{ tons}$$

$$d = 21 = K_1 \sqrt{\frac{21.85 \times 10^5}{120}}$$

$$K_1 = 0.156 ; \alpha = 0.8 \text{ unsafe} ; f_c = 90 \text{ unsafe}$$

$$\text{take } B = 180 \quad t = 30$$

$$27 = K_1 \sqrt{\frac{21.85 \times 10^5}{180}}$$

$$K_1 = 0.2449$$

$$f_c = 75 \text{ kg / cm}^2$$

$$\alpha = 0.2$$

$$K_1 = 0.247 \text{ O.K.}$$

$$K_2 = 1200$$

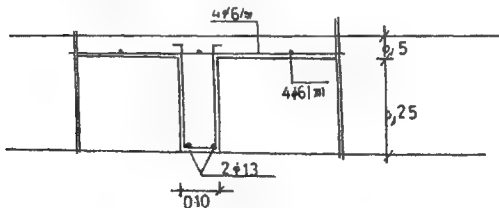
$$A_s = \frac{21.85 \times 10^5}{1200 \times 27} = 67.44 \text{ cm}^2$$

Take 8 ϕ 25

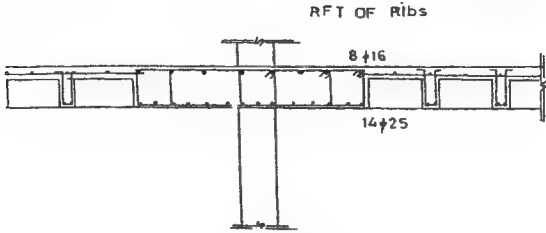
$$A_{s'} = 0.2 \times 67.44 = 13.5 \text{ cm}^2$$

Check for Shear :

$$q = \frac{15.94 \times 1000}{0.87 \times 180 \times 27} = 3.77 \text{ kg / cm}^2 < 7$$



تصميم الأعمدة



تسليم الكمرات المدفونة

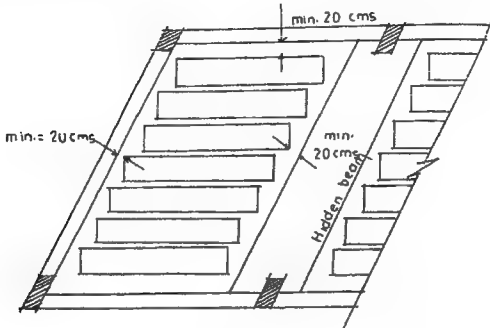
شكل (١١-٥)

مشاكل معاملات خاصة والبلاطات المفرغة:

١- بلاطة مفرغة على شكل متوازي أضلاع Skew H.B.S.

كما مبين بالشكل (١٢-٥) فإن الجزء المصمت سوف يكون متكسراً broken وذلك للسماح للقطاعات المستطيلة للبلوكات المفرغة بالترصيص في أماكنها كاملة بدون تكسير أقل بعد (عرض) للجزء المصمت = ٢٠ سم كما هو مذكور سابقاً، في البلاطات متوازي الأضلاع يمكن للمصمم استخدام كمرات مدفونة أو كمرات ساقطة أو كل منها.

طريقة التصميم لهذا النوع مماثلة تماماً للأنواع المذكورة في الصفحات السابقة لكل من البلاطات المفرغة ذات الاتجاه الواحد أو ذات الاتجاهين.

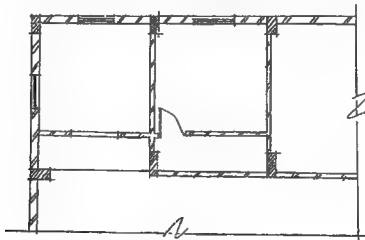


شكل (١٢-٥)

١- حمل خطي موازي للأعصاب:

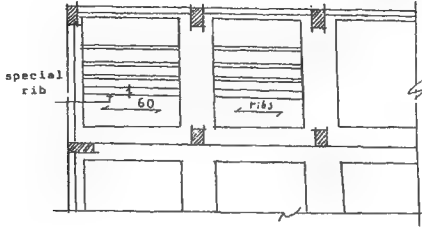
في هذه الحالة يجب على المصمم وضع مخدات Seat (كمرة مدفونة خاصة) أسفل الحمل الخطي.

هذه المخدة سوف تكون عصب خاص سوف يتحمل الحمل الخطي عليه بالإضافة الى وزن البلوكات المفرغة المعتادة.



مسقط أفقي معماري

شكل (١٣-٥)



شكل (٥-١٣ ب) مقطع أفقي إنشائي

يمكن للمصمم أيضاً اختيار عرض هذا العصب الخاص بحيث يعطى سمك يساوى سمك البلاطة المفرغة المحيطة بهذا العصب الخاص على سبيل المثال. إذا كان سمك البلاطة المفرغة المحيطة = ٣٠ سم .

$$d = k_1 \sqrt{M / b_0} = 27$$

معطاة f_y ، معطاة f_c given =

معروفة M ، معروفة K_1

$$\therefore \text{نحصل على } h_s = \left(\frac{27}{k_1} \right)^2 \times \frac{1}{M}$$

$$M = \frac{W_{s,r} \cdot L^2}{K_1} \text{ حيث}$$

$$K_1 = 8-10-12$$

حيث الوزن على العصب الخاص = $W_{s,r}$

$$W_{s,ab} \times 0.4 + \text{وزن الحائط} + \text{الوزن الذاتي} =$$

$$\text{وزن الحائط} = \gamma_{\text{المقطع}} \times h_{\text{floor}}$$

$$\gamma_{\text{wall}} = 0.3 \text{ t/m}^2 \text{ for } = 12 \text{ cms}$$

Solid Wall

$$= 0.2 \text{ t/m}^2 \text{ for } = 12 \text{ cms}$$

hollow Wall

$$= 0.5 \text{ t/m}^2 \text{ for } = 25 \text{ cms}$$

Solid Wall

$$= 0.35 \text{ t/m}^2 \text{ for } = 25 \text{ cms}$$

hollow Wall

$$h_{\text{floor}} = 3.00 \text{ m} - t_{(H,b,s)} \text{ وذلك لمباني العادية}$$

٣- حمل خطي عمودي على الأعصاب:

Line Load cross the Ribs.

أولاً : حالة بلاطة ذات اتجاه واحد One way slab

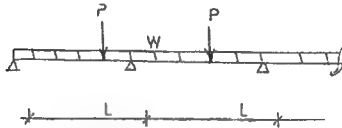


الحل الأول:-

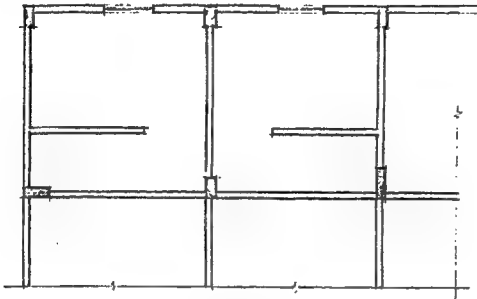
يمكن وضع مخدة خاصة (عصب خاص) يقطع العصب الرئيسية وذلك ليحمل هذا الحمل الخطي مباشرة (و) على هذا العصب الخاص = وزنه الذاتي + حمل الحائط أعلاه فقط

الحل الثاني:-

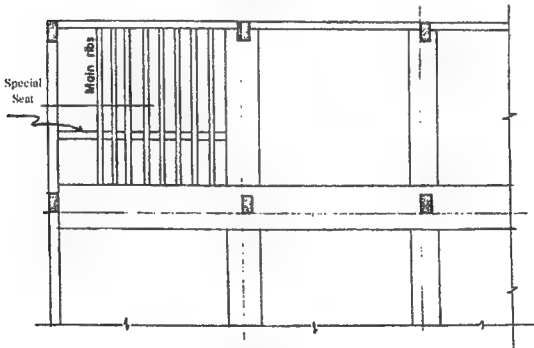
يتم وضع العصب الخاص أسفل الحمل الخطي ولكن سوف يتم تحميل هذا العصب الخاص على الاعصاب الرئيسية المقاطعة له .
أى أن الاعصاب الرئيسية سوف تتحمل حمل منتظم التوزيع كما هو مشروح سابقاً بالإضافة الى ذلك سوف تتحمل حمل مركز نتيجة لعزوم الحائط الخطي العمودي عليها.



يمكن الرجوع الى شكل رقم (١٤-٥) لمعرفة تفاصيل هذه الحالة



مقطع أفقي معمري



مقطع أفقي إنشائي

شكل (١٤-٥)

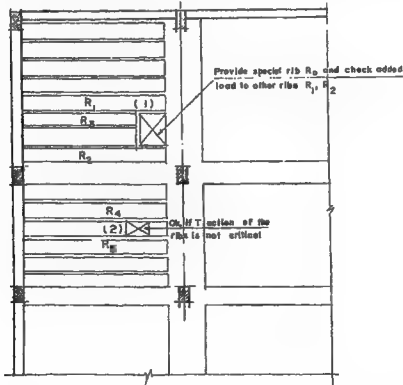
٤- الفتحات في البلاطات المفرغة:

(١) الفتحة في المكان

في هذه الحالة نقوم بعمل عصب عرضي cross rib (R_0) ليحمل R_3 وينقل أحماله إلى الأعصاب المجاورة R_1, R_2 ثم نصمم R_2, R_1 لتحمل هذا الحمل الإضافي من R_3, R_0 .

(٢) الفتحة في المكان

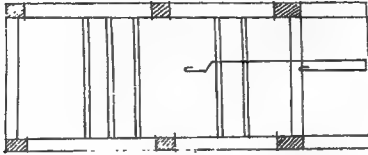
في هذا المكان فإن الفتحة ستدمر تفاعل t-action (T) لكل من الأعصاب R_4, R_5 وإذا كان مفعول (T) للقطاع غير مهم في التصميم فإن هذا المكان يمكن قبوله.



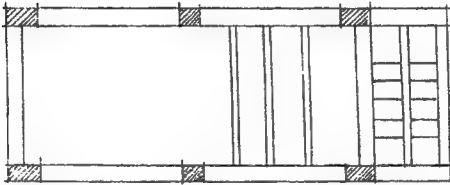
شكل رقم (٥-١٥)

خطأ شائع في البلاطات المفرغة :

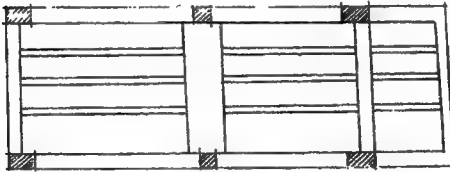
في البلاطات الكابولية ذات البلاطات المفرغة فإن بعض المهندسين يأخذ التسليح العلوي للبلاطة الكابولية في وضع عمودي على اتجاه الأعصاب وهذا يعتبر خطأ قاتل vital mistake. قد يؤدي إلى انهيار الكابولي مع الوقت .



(أ) حل خاطئ



(ب) حل جيد



(ج) حل جيد

يمكن للمصمم اختيار واحد من الحلين ب ، ج ولكنه يجب ان يتجنب عمل هذه الغلطة الموجودة في الحل (أ) لأنها سوف تؤدي الى انهيار البلكونه الكابولية .

(د) حل يجمع بين البلاطة المفرغة ذات الاتجاه الواحد وذات الاتجاهين.

H.B.S Combination between one way and two way.

يمكن للمصمم استخدام كل من البلاطة المفرغة ذات الاتجاه الواحد وذات الاتجاهين لتغطية نفس السقف في كثير من الحالات الخاصة مثل ذلك الحالة الموضحة أسفله فالبرجوع الى شكل (٥-١٦) يتضح لنا سقف المسجد بأبعاد 10×15 متر ولتغطية هذا السقف تم استخدام بلاطات مفرغة ذات اتجاهين فى التصميم التالى بنجاح .

المعطيات:

البلاطة المصمتة = $10,00$ سم

والبلوكات المفرغة = $40 \times 20 \times 10$ سم

الحمل الحى = 100 كجم/م^٢.

الأرضيات = 200 كجم/م^٢. (أرضيات سطح نهائى)

الأبعاد المعمارية للشكل الثماني الداخلى للبلاطات المفرغة ذات الإتجاهين = 10×10 م

الحل :

مطلوب تصميم البلاطة المفرغة ذات الاتجاهين .

الأحمال :

وزن البلاطة المصمتة = $0,10 \times 2,5 = 0,25$ طن/م^٢.

الوزن الذاتى للبلوكات المفرغة = $\frac{8 \times 10}{1000} = 0,08$ طن / م^٢.

وزن الاعصاب = $4 \times 0,1 \times 0,10 \times 2,5 = 0,10$ طن/م^٢

الحمل الحى = $0,1$ طن / م^٢.

الأرضيات = $0,2$ طن / م^٢.

الأرضيات = $0,2$ طن / م^٢.

الوزن الكلي = 0.79 طن / م² = مجموع الأوزان السابقة

$$I = \frac{10}{10} = R \text{ نسبة الأسطوانة}$$

$\beta = \alpha = 0.396$ معاملات ماركوس

$$W_{\alpha} = W_{\beta} = 0.396 \times 0.78 = 0.31 \text{ t/m}^2$$

$$7.07 = \frac{4.14 + 10}{2} = \text{الطول المتوسط}$$

$$M_{\alpha} = M_{\beta} = \frac{0.31 \times 7.707^2}{8} = 1.94$$

$$M / \text{rib} = \frac{1.94}{2} = 0.97 \text{ m.t./rib}$$

$$Z = 0.14 \sqrt{0.97 \times 15^3 / 150} = 6.17 > 10$$

$$R = 1$$

$$B = B_r = 0.5$$

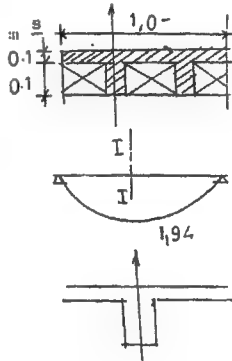
$$d = 0.36 \sqrt{(0.97 \times 10^5) / 50} = 15.86$$

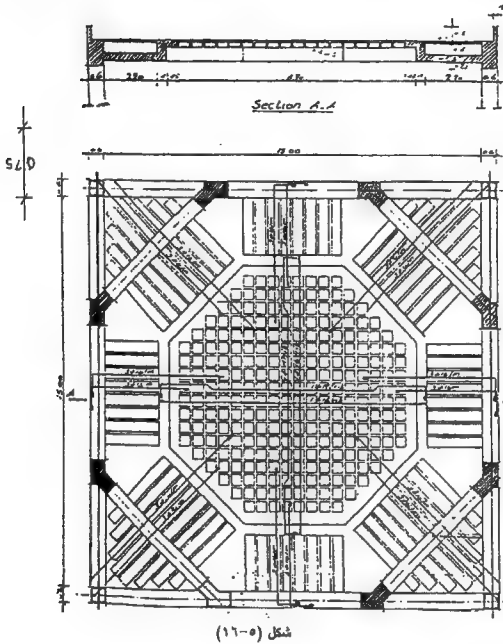
نختار 25×10 أبعاد الصب

$$A_s = \frac{0.97 \times 10^5}{1250 \times 21} = 3.695 \text{ cm}^2$$

نختار $16 \phi 2$

لمزيد الأمان نختار $19 \phi 1 + 16 \phi 1$





شکل (۱۶-۵)

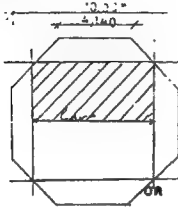
ملاحظة:

سوف نقرب الشكل المثلث الى شكل بلاطة مربعة بأبعاد

$$= \text{Span } (L_1 + L_2)/2.$$

هناك تقريب جيد آخر يمكن اعتبار الشكل المثلثي شكلاً مستديرًا بقطر مكافئ

$$h_1 = (1/2)(h+h_0)$$



حيث :

 h = قطر الدائرة الداخلية للشكل المثلث . h_o = المسافة بين أركان الشكل المثلث

$$h = 1.041 h$$

في حالتنا

$$h = 1.041 \times 10 = 10.41 \text{ m}$$

At (o) Edge fixed.

عند النقطة (o) الحافة مثبتة

$$M = M_1 = \frac{w l^2}{64} \times (1 + v) = \frac{116}{64} \times 0.79 \times 10.4^2 = 155 \text{ mt/m}$$

ATA

$$M_1 = \frac{P a^2 \pi}{16 \pi} (1 + v - (1 + 3v) \times 1) = \frac{-2 \times 0.79 \times (10.4/2)^2}{16} = 267 \text{ mt/m}$$

$$M_1 = \frac{P a^2 \pi}{16 \pi} (1 + v - (1 + 3v) \times 1) = \frac{0.79 \times (10.4/2)^2}{16} (-2 \times 0.167) = -0.4 \text{ mt/m}$$

$$M_{\text{max/rib}} = [155/2] = 0.8 \text{ mt.}$$

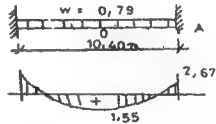
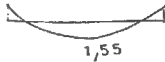
$$M_{\text{max/rib}} = 0.8 \text{ mt}$$

$$M_x = 0.8 \text{ mt}$$

$$40 \times 20 \times 15 + 10$$

$$M_y = 0.8 \text{ mt}$$

$$A_s = 2 \phi 16 / \text{rib}$$

**Design OF ONE WAY RIBS:**

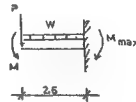
$$P = 0.79 \times [10/2] \times 0.5 = 1.98 \text{ tons /m}$$

$$M = 2.67 \text{ m.t./m}$$

$$P/\text{rib} = [1.98/2] = 1 \text{ tons}$$

$$M/\text{rib} = [2.67/2] = 1.35 \text{ m.t}$$

$$Wt/m = 0.25 \times 2.5 \times 1 + 0.1 \times 0.5 \times 2.5 + 0.04 \times 1 \times 2 + 2 \times 0.1 \times 0.4 \times 2.5$$



$$= 1.03 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = 1.32 + 1 \times 2.6 + 1.03 \times 0.5 \times (2.6)^2 / 2 = 6.72 \text{ m.t.}$$

$$Z = 0.14 \sqrt{\left[\frac{6.72 \times 10^5}{50} \right]} = 16.2 < 25 \text{ O.K.}$$

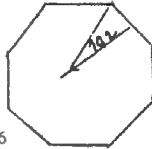
$$r=1$$

$$B_r = B$$

$$d = 0.36 \sqrt{\left[\frac{6.72 \times 10^5}{50} \right]} = 41.7 \text{ cms}$$

Take 75 (to decrease A_s)

$$A_s = \frac{6.72 \times 10^5}{1250 \times 71} = 7.67 \text{ cm}^2 \text{ choose } 4 \phi 16$$



Design OF Main Supporting Beam

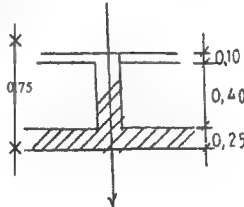
$$W = 1.03 \times 2.6 + 1.9 + 0.6 \times 1.5$$

$$\times 2.5 = 6.91 \text{ t/m}$$

$$M_{t\max} = 6.72 \text{ m.t.} / 0.5 \text{ m.} = 13.44 \text{ m.t/m}$$

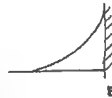
$$M_{t\max} = 13.44 \times 1.2 = 27 \text{ m.t}$$

$$M_{\max} = \frac{6.91 \times 4.2^2}{8} = 15.21 \text{ m.t}$$



Check Torsion

$$q_t = \frac{27 \times 10^5 \times 3.00}{70 \times 70 \times 150} = 11.02 \text{ Kg / cm}^2 < 20 \text{ O.K.}$$



Take special Rft

$$\begin{aligned} \text{Additional longitudinal Bars} &= 2 [A_s(x_1 + y_1)/s] f_{y\text{ stir}}/f_y \\ &= 2 \times (0.5(65+145)/15) (1400/2400) \\ &= 8.17 \text{ cm}^2 \\ &6 \phi 16 \end{aligned}$$

Closed Stirrups $A_{str} =$

$$(q_l - q_{lc}/2) \cdot s \cdot b^2 / 3 \alpha \cdot x_1 \cdot y_1 \cdot f_s$$

$$at = 0.66 + 0.33 (y_1/x_1) = 1.39 \leq 1.5$$

$$A_{str} = (11 - 3.5) \times 15 \times 70^2 \times 150 / 3 \times 1.39 \times 65 \times 145 \times 1400$$

$$= 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\max.s = (x_1 + y_1) / 4 = 65 + 145 / 4 = 52.5$$

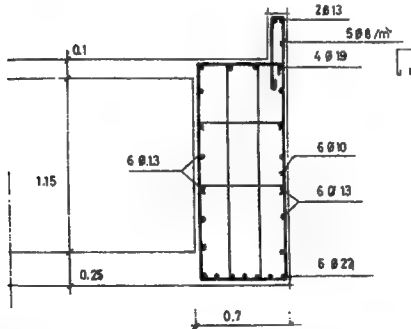
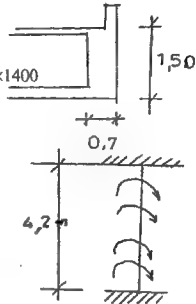
OR 20 cms maximum.

choose 7 ϕ 10 m / stirrups.

$$A_{s \min} = \frac{15.21 \times 10^5}{1250 \times 145} = 8.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.2 \times \frac{70 \times 150}{100} = 21 \text{ cm}^2$$

6 ϕ 22



ملاحظة:

ممنوع استخدام البلاطات المفرغة في مناطق الحمامات وذلك لأن نظام الصرف الصحي يمكن أن يؤدي نتيجة تسرب للمياه منه إلى تدمير وتآكل البلاطة الرقيقة (5 سم) أعلى البلوكات المفرغة على مدار حياة المبنى .

جميع الحمامات يجب عمل أسقفها من البلاطات المصمتة Solid slab كذلك بلاطات (أرضيات غرف المخازن يجب عملها من البلاطات المصمتة نتيجة الأحمال الحية الكبيرة المحملة عليها وكذلك إيه بلاطات معرضة لأحمال ديناميكية) متطلبات الكود المصرى للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٥ التحديث الأول:

٢-٥-٦ البلاطات ذات الأعصاب والبلاطات ذات القوالب المفرغة :-

Ribbed Slabs and Hollow block Slabs

١-٢-٥-٦ عام :

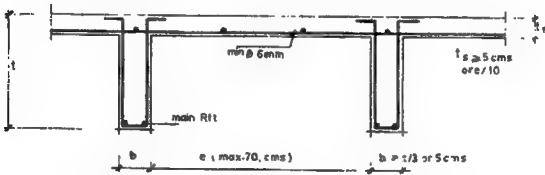
عند حساب البلاطات ذات القوالب المفرغة لا تعتبر هذه القوالب فعالة استاتيكيًا .

يجب أن توفى الإشتراطات التالية الخاصة بالأبعاد : شكل (٦-٤)

١- لا تزيد المسافة الخالصة بين الأعصاب (e) عن ٧٠ سم.

٢- لا يقل عرض الأعصاب (b) عن ٥ سم أو ثلث العمق (t) أيهما أكبر.

٣- لا تقل سمك بلاطة الضغط (ts) عن ٥ سم أو عشر المسافة (e) أيهما أكبر.



شكل (٦-٤) مقطع وأبعاد البلاطات ذات الأعصاب أو ذات القوالب المفرغة

يجب أن تتحمل البلاطة وحدها بأمان الأحمال المركزة التي قد تؤثر على البلاطة بين الأعصاب.

٢-٥-٦ البلاطات ذات الأعصاب فى الإتجاه الواحد :

-لاتقل مساحة مقطع أسياخ التوزيع العمودية على الأعصاب فى المتر عن القيم المعطاه فى البند (١٠-١-٣-٦). وتكون أقل كمية لأسياخ التوزيع فى البلاطة (موازيًا للأعصاب) هى $6\phi 3$ مم/المتر على أن يوضع سيخ قطر ٦ مم بين كل عصبين شكل (٦-٤)

إذا كان الحمل الحى أصغر من أو يساوى 300 كجم/م^2 وكانت البحور أطول من $5,00 \text{ م}$ يجب أن تزود البلاطة بعصب عرضى واحد على الأقل عند منتصف البحر ويجب ألا يقل المقطع والتسليح السفلى لهذا العصب العرضى عنهما فى الأعصاب الرئيسية ويكون تسليحه العلوى نصف تسليحه السفلى على الأقل.

- وإذا زاد الحمل الحى على 300 كجم/م^2 وكنت البحور تتراوح بين $4,00 \text{ م}$ و $7,00 \text{ م}$ تزود البلاطة بثلاثة أعصاب عرضية وتكون هذه الأعصاب العرضية بنفس الأبعاد والتسليح المذكور فيما سبق.

٢-٥-٦ البلاطات ذات الأعصاب فى الإتجاهين:

هناك حالتان:

- أ- كمرات بنفس سمك البلاطة (كمرات مدفونة) وتصمم بنفس طريقة تصميم البلاطات اللاكمرية أو باتتباع الطريقة الموضحة فى البند التالى (ب).
- ب- كمرات جاسنة بسمك أكبر من سمك البلاطة.

يوجد نوعان من هذه البلاطات:

- ١- النوع الذى تكون فيه للأعصاب بلاطات ضغط كاملة وفى هذه الحالة توزع الأحمال فى كلا الإتجاهين باستخدام المعاملات فى جدول (٦-٢)، ولا تقل أسياخ التوزيع فى بلاطة الضغط عن $6\phi 3$ مم فى المتر فى كل إتجاه.
- ٢- النوع الذى تكون فيه للأعصاب بلاطات ضغط غير كاملة أى أن مقطع الأعصاب على شكل (T) ذات شفة ضغط محدودة للعرض وفى هذه الحالة

توزع الأحمال في كلا الإتجاهين باستخدام المعاملات المبينة في جدول (٣-٦).

٣-٥-٢؛ ملاحظات

تطبق الملاحظات التالية في كل من البلاطات ذات الأعصاب في الإتجاه الواحد أو في الإتجاهين:

- تعامل قوى القص في الأعصاب وفقاً للبندين (١-١-٣-٦)، (١-١-٣-٦).
- تكون أجزاء البلاطات المستمرة عند الركائز صماء وذلك لمقاومة العزوم الحانية السالبة وقوى القص.
- لتحديد البحور للفعالة والعزوم الحانية في البلاطات المستمرة يرجع إلى البند (١-١-٢-٦)، (٣-١-٢-٦)
- يكون أقل عرض الإرتكاز فوق حوائط الطوب أو الحجر هو ١٥ سم.
- في حالة البلاطات ذات القوالب المفرغة بسيطة الإرتكاز لا يسمح بامتداد القوالب المفرغة فوق الركائز بل تكون البلاطة مصممة لمقاومة قوى القص.

جدول (٣-٦) قيم المعاملات (α) ، (β) للمنظرة لقيم (٣)

للبلات ذات الأعصاب والتي تكون فيها شدة الضغط غير كاملة

| r | 1.00 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2.00 |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| α | 0.500 | 0.595 | 0.672 | 0.742 | 0.797 | 0.834 | 0.867 | 0.893 | 0.914 | 0.928 | 0.941 |
| β | 0.500 | 0.405 | 0.328 | 0.258 | 0.203 | 0.166 | 0.133 | 0.107 | 0.086 | 0.072 | 0.059 |

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

(ولا يحيطون بشئ من علمه إلا بما شاء)

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الآية ٢٥٥ البقرة

الباب السادس

المباني المسطحة

FLAT SLABS

البلاطات المسطحة

FLAT SLABS

(١-١) تعريف:

البلاطة المسطحة هي بلاطة بدون أية كمرات وهي تسمى أيضاً بالبلاطات اللاكمرية، فهي تتحمل مباشرة على الأعمدة بواسطة رؤوس مقلطحة للأعمدة . ويمكن لهذا النوع أن يكون به يواكى ساقطة drop panels او بدون يواكى ساقطة .

والبلاطات المسطحة تشمل أنواع البلاطات المسطحة المصمتة والبلاطات المسطحة ذات العصاب والبلاطات المفرغة بالبلوكات او بدون بلوكات .

(٢-٤) المزايا والقوائد :

١- البلاطات المسطحة تعطينا شكلاً معمارياً جميلاً لاستواء سطحها وكذلك تعطى توزيع الضوء أفضل .

٢- غياب الكمرات الحاملة يقلل من الارتفاع الكلى للمبنى ويعطى ارتفاع صافى أكبر .

٣- التقليل من مخاطر دمار الحريق نظراً لعدم وجود زوايا بين البلاطة والكمرات الحاملة. ويكون تثبيت رشاشات المياه الأوتوماتيكية لمقاومة الحريق أسهل وأبسط وكذلك لا يوجد فى هذه الحالة أى اعتراض لمسار رش مبن الكمرات الساقطة .

٤- التهوية والتكييف للمكان اسهل لعدم وجود كمرات .

(٣-٤) التكلفة الاقتصادية:

١- البلاطات المسطحة (للأحمال الحية العادية أقل من ٤٠٠ كجم/م^٢) ليست حلاً اقتصادياً وذلك لأن نسبة حديد التسليح تكون عالية

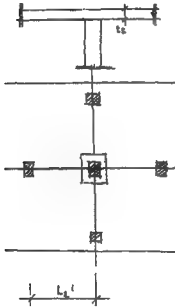
نسبة حديد التسليح فى البلاطات المسطحة ≤ ١٦٠ كجم/م^٢

نسبة حديد التسليح فى البلاطات للكمرية ≤ ١١٠ كجم / م^٢.

- ٢- للأحمال الحية أكبر من ٥٠٠ كجم / م^٢ يكون نظام البلاطات المسطحة أوفر اقتصادياً من البلاطات الكمرية.
- ٣- البلاطات المسطحة لها نظام شدات Form work أبسط.
- ٤- لذلك توفر وقت الشدات وتعطى نظام شدات أقوى .
- ٥- فى المنشآت العالية فإن نظام الشدات هو أهم عامل فى التكلفة الاقتصادية لذلك فإن نظام البلاطات المسطحة غالباً هو أحسن نظام لأى مبنى على High Rise Building .

(٤-٤) الأنواع المختلفة للبلاطات المسطحة

١- بلاطة مسطحة عادية:



عبارة عن بلاطة محملة مباشرة على الأعمدة

-استخدامها:

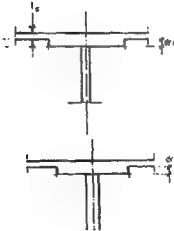
عندما يكون الحمل الحى أقل من ٥٠٠ كجم/م^٢ أكبر بحر للبلاطة أقل من ٥,٠٠ م

سمك البلاطة يكون أكبر من ١٥ سم .

للجوانى الخارجة $t_s = l_{av} / 32$

للجوانى الداخلية $t_s = l_{av} / 36$

ملاحظة : المساحة المظللة تتحمل مباشرة على العمود (c)



٢- البلاطة المسطحة ذات جوانى السقوط.

تستخدم عندما يكون من الضرورى زيادة سمك البلاطة أعلى رأس العمود لمقاومة كل من إجهاد الأختراق Punch stress وكذلك العزوم السالبة وتقليل

حديد التسليح .

وهذا عادة يحدث عندما يكون الحمل الحي

أكبر من ١٠٠٠ كجم / م^٢ وتكون البحر الأكبر لكبر

من ٦,٠٠ متر.

البواكى الساقطة يمكن استخدامها مع مراعاة الشروط التالية.

١- سمك السقوط أسفل البلاطة يجب ألا يقل عن ١/٤ سمك البلاطة .

٢- بواكى السقوط يجب أن تمتد على الأقل مسافة ١/٤ البحر في الاتجاه المغنبر على

$$\frac{L_1}{6} < x < \frac{L_{min}}{4}$$

٣- البلاطات المسطحة برؤوس الأعمدة

(تيجان الأعمدة) لتقليل سمك البلاطات المطلوبة لمقاومة اجهادات الاختراق

Punching stress يمكن للمصمم استخدام رؤوس (تيجان) الأعمدة هذا النوع يستخدم

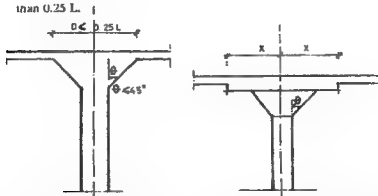
عادة عندما يكون الحمل الحي أكبر من ٦٠٠ كجم/م^٢ و أكبر من ٦,٠٠ متر .

وعندما نستخدم تيجان الأعمدة فإن تيجان الأعمدة للدخلية واجزاء الأعمدة

الخارجية التى تقع داخل المبنى يجب أن تستوفى الشروط التالية :

١- زاوية اكبر ميل للتاج يجب ألا تزيد عن ٤٥ درجة على الاتجاه الرأسى.

٢- القطر المؤثر D الداخلى فى الحسابات للتصميم يجب ألا يزيد عن ٠,٢٥ ل (البحر).



حيث يكون العمود وتاج العمود ليسوا بقطاع دائرى فإن الرمز بالقطر يستخدم

للأشارة الى قطر أكبر دائرة يمكن أن ترسم داخل قطاع أو تاج العمود .

٤- يحدد المسطحة ذات كل من تيجان الأعمدة وبواكى السقوط:
يستخدم هذا النوع عندما يكون الحمل الحى لكبر من ١٥٠٠ كجم/م^٢ والبحور
أكبر من ٦,٠٠ متر.

وفى جميع الحلول السابقة فإن الشروط التالية يجب أن تستوفى فى التصميم:
يجب أن يكون سمك البلاطة المسطحة لكبر من أو يساوى ١٥سم
أو (Lav/32) فى حالة عدم وجود بواكى ساقطة وتكون هذه النسبة للبواكى
الخارجية.

أو (Lav/36) فى حالة عدم وجود بواكى ساقطة وتكون هذه النسبة للبواكى
الدخلية.

أو (Lav/36) فى حالة وجود بواكى ساقطة وتكون هذه النسبة للبواكى الخارجية.

أو (Lav/40) فى حالة عدم وجود بواكى سقوط وتكون هذه النسبة للبواكى الداخلية.

سمك مسقوط الباكية يجب أن يكون أكبر من أو يساوى (١/4) وأقل من (١/2).
وتكون الزاوية θ أقل من أو تساوى ٤٥° (الزاوية الأكبر منها لن تكون مؤثرة فى
التصميم)

اصغر أبعاد للأعمدة:

$$t \text{ (column)} \geq 30 \text{ cms if circular } \phi \leq 30 \text{ cms}$$

أقل بعد العمود ٣٠ سم وأقل قطر للعمود المستدير ٣٠سم.

أو أكبر من أو يساوى (h/15) حيث h = ارتفاع الدور

أو أكبر من أو يساوى (L/20) حيث L للمسافة بين محاور الأعمدة (فى نفس الاتجاه)

الأجهادات الرئيسية (Main stresses) :

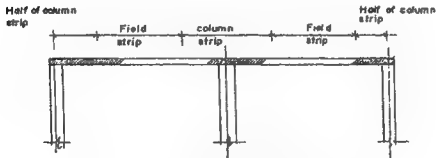
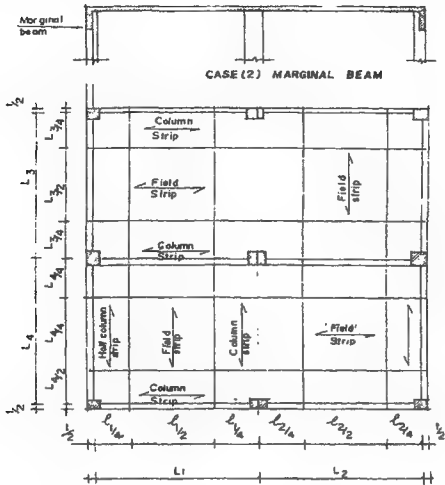
١- إجهادات للزوم:

لمقاومة مثل هذه الإجهادات يجب تقسيم البلاطة المسطحة الى شرائح أعمدة
Column strips وشرائح وسط Field strips ويمكن للمصمم لتبسيط المسئلة اعتبار ان
شريحة الأعمدة تمثل للكمرة وشريحة تمثل للبلاطة.

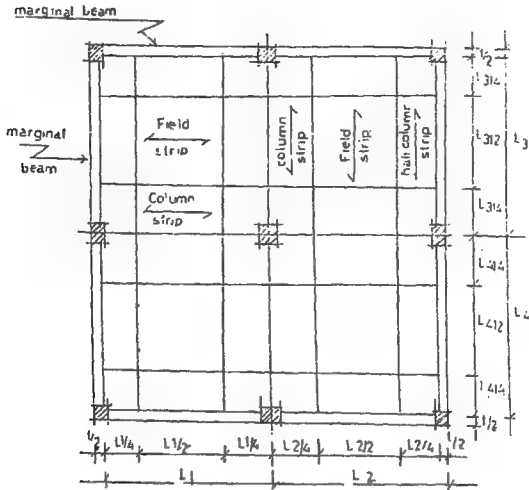
أو يمكنك أن تتخيل أن جميع شرائح الأعمدة وشرائح الوسط تمثل مجموعة كمرات متقاطعة Paneled beams or grid مع بعضها وتعمل متعاونة مع بعضها لتحمل الأحمال الى الأعمدة والآن يظهر السؤال الأتى: كيف يمكننا تقسيم البلاطة المسطحة الى شرائح أعمدة وشرائح وسط؟ الإجابة: كما هو موضح فى الشكل (٦-١)

عند تقسيم البلاطة الى شرائح أعمدة وشرائح وسط يمكنك أن تضع كمره خارجية حول المحيط الخارجى للبلاطة كلها وتسمى هذه الكمره (الكمرة الطرفية) Marginal beam ولذلك فيكون لدينا حالتين من البلاطات المسطحة.

- ١- بلاطة مسطحة بكرمة طرفية.
- ٢- بلاطة مسطحة بدون كمره طرفية.



CASE (2) NO MARGINAL BEAM
Fig(6-1)



شكل (A-١-٦)

ملاحظة:

عندما يكون لديك باكية سقوط فإن عرض شريحة العمود يجب أن تكون مساوية لعرض باكية السقوط ويجب أن يكون عرض باكية السقوط (B) لا يزيد عن ٥٠ سم (حيث L هي المسافة بين محاور الأعمدة في الاتجاه القصير).

وعادة نأخذ عرض باكية $B = 0.4$ ل

ويكون عرض بلاكية شريحة الوسط يساوي بقية طول البلاكية الكلية (ما بين محاور الأعمدة).

وأقل عرض لباكية السقوط $B = 0,33$ ل

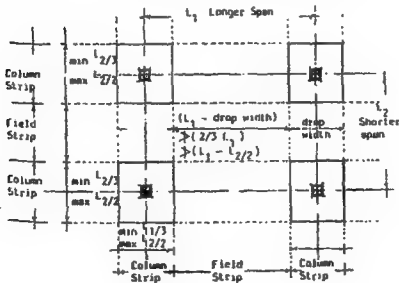
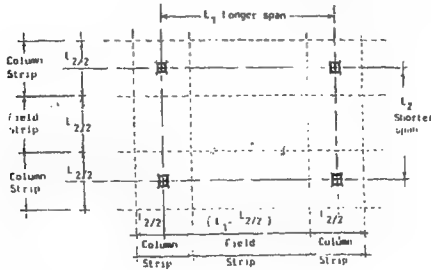
(حيث ل المسافة بين الأعمدة في نفس الاتجاه).

نص الكود المصرى للخرسانة المسلحة (E.C.O.P) ١٩٩٥ :

المادة (e-2-6-2-6) :

البواكى يمكن أن تقسم الى الشرائح الآتية (شكل ٦-٦ الكود)

- ١- شريحة عمود بعرض = نصف البحر القصير ($\min/2$) ما عدا فى حالة وجود باكية سقوط حيث شريحة العمود عرضها يساوى عرض باكية السقوط.
- ٢- وسط حيث عرضها يساوى الفرق بين البحر الباكية وعرض شريحة العمود (او عرض باكية السقوط).

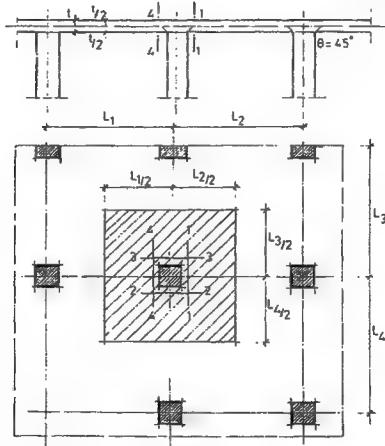


٢- إجهادات القص أو الأختراق

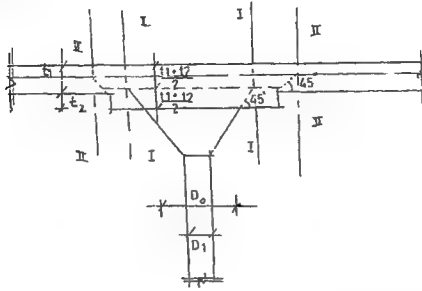
Shear Stresses or punching

في الحالات العادية حيث يكون الحمل الحي أقل أو يساوى 400 كجم/م^2 والبحور أقل من 6.00 متر فإن جهد القص أو الاختراق سوف يكون آمناً Safe ويمكن مقاومته اقتصادياً فقط بواسطة سمك البلاطة المسطحة.

الاختراق معناه إجهاد القص الكلى على جميع القطاعات المشرخة على العمود. هذه القطاعات هي القطاع ١-١، قطاع ٢-٢، قطاع ٣-٣، قطاع ٤-٤ كما هو موضح بالشكل (٢-٦) والذي نحصل عليها بالخطوط المائلة بزاوية $\theta = 45^\circ$ على الخط الأفقى).



شكل (٢-٦)



شكل (٤-٦)

القطاع I-I والقطاع II-II سوف يصبحوا هم القطاعات الحرجة للقصر والاختراق.

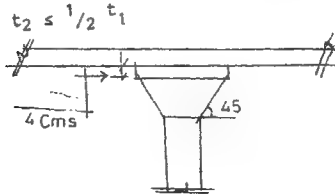
$$D_o \leq 0.25L, t_2 \leq \frac{1}{2}t_1$$

$$\theta \leq 45^\circ$$

ملاحظة هامة (Bs 8110)

في الكود الأنجليزي والكود الأمريكي (ACI) فإنه من المستحسن أن نأخذ سم سقوط رأسى أسفل البلاطة المسطحة وأعلى تاج للعمود كما هو موضح بالشكل (٤-٦-أ).

هذا في حالة استخدام تيجان الأعمدة فقط مع البلاطات المسطحة).



طرق التصميم :

من أكبر مساوئ الأسقف ذات البلاطات المسطحة هو أنه لا يوجد أى تحليل نظري وافى من خلاله يمكن تصميمها بدقة ويمكننا تسميته حل أكيد exact solution. وهناك أربع طرق لتصميم البلاطات المسطحة.

١-نظرية المرونة.

٢-طريقة الكود التقريبية العملية.

٣-طريقة الإطارات المستمرة.

٤-طريقة التصميم باستخدام نظرية خطوط كسر الخضوع (Yield line method)

وهذه الطريقة لا تستوفى شروط التحكم فى عرض الشروخ فى جهة الشد فى البلاطات المعرضة لظروف بيئية من الدرجة الثالثة أو الرابعة طبقاً للبند (٤-٣-٢٤-هـ) فى الكود المصرى للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٦.

فى حالة البلاطات المسطحة ذات الأعمدة لمرصوفة فى خطوط مستقيمة باختلافات لا تزيد عن ١٠٪ من طول الباكية والمتعامدة الموجودة على الاتجاه الآخر فإنه يمكننا التصميم طبقاً للطريقتين الآتيتين:

١-التصميم بطريقة الإطارات المستمرة الموجودة فى البند (٦-٢-٤-٤).

٢-التصميم باستخدام طريقة الكود التقريبية للموضحة فى البند رقم (٦-٢-٥) فى الكود المصرى لعام ١٩٩٦.

فى الصفحات التالية ، سوف نناقش ونشرح الطرق التالية لتصميم البلاطات المسطحة.

١-طريقة التحليل الفرضي للكود المصرى لعام ١٩٩٦.

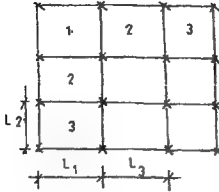
٢-طريقة الإطارات المستمرة.

٣-طريقة التحليل باستخدام طريقة خطوط الكسر

(١) طريقة التحليل الفرضي للبلاطات المسطحة للكود المصرى لعام ١٩٩٦:

: Empirical code method

(أ) يمكننا تطبيق هذه الطريقة عندما نستوفى الشروط التالية:



١- يوجد ثلاثة بواكى مستطيلة على الأقل في كل اتجاه متمساوية السمك تقريباً.

٢- طول كل باكية بالنسبة لعرضها يجب ألا

$$\text{يزيد عن } 4 : 3 \quad L_1 / L_2 \leq 1.33$$

٣- أطوال أو عروض أى باكيتين متجاورتين في السلسلة يجب ألا يختلف بأكثر من ١٠٪ من أكبر طول أو أكبر عرض.

$$\text{i.e. } L_3 / L_1 \leq 1.10 \\ \text{and } L_1 \leq L_3 \text{ or } L_1 \geq L_3$$

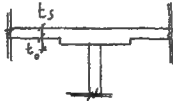
أى أن البحور الداخلية يجب أن تكون أكبر من البحور الخارجية.

٤- عندما تختلف البحور المتجاورة يجب أن يؤخذ الطول المستخدم في حسابات العزوم هو طول أكبر بحر.

٥- إذا كان هناك بواكى سقوط فيجب أن يكون طولها في كل اتجاه لا يقل عن ٣/١ طول الباكية في نفس الاتجاه.

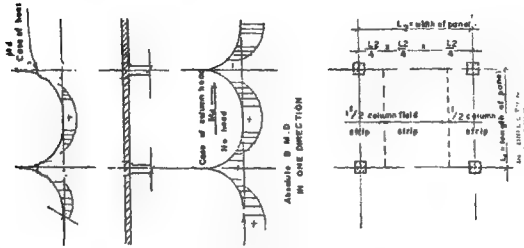
للبواكى الخارجية فإن عرض السقوط في اتجاه عمودى على الحافة الغير مستمرة المحسوب من محور العمود يجب ألا يزيد عن ٦/١ طول الباكية فى هذا الاتجاه (يمكن الرجوع الى الشكل (٦-٢-١)).

٦- سمك السقوط (to) يجب أن لا يزيد عن نصف سمك البلاطة ولا يقل عن ٤/١ سمك البلاطة.



ب (القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء للبواكى الداخلية الكاملة الاستمرارية سوف تكن كالتالى:

- ١- العزوم الموجبة تكون في منتصف بحور الكمرات.
٢- العزوم السالبة تكون على حرف الباكية على الخط الرابط بين محاور الأعمدة وحول المحيط الخارجي لتيجان الأعمدة.



ج) عزوم الأنحنا المحسوبة بالأسلوب السابقة يتم تقسيمها بين شرائح العمود الوسط كما هو موضح بالجدول التالي:
حيث:

$$M = \frac{WL_2}{8} (L_1 - \frac{2D}{3})^2$$

L_1 = طول الباكية في الاتجاه الممتد

L_2 = طول الباكية في الاتجاه العمودي

| الشريحة | نوع الارتكاز الطرفي " | الباكية الخارجية | | الباكية الداخلية | |
|--------------|--------------------------|------------------|----------|------------------|----------|
| | | عزم سالب | عزم موجب | عزم سالب | عزم موجب |
| شريحة العمود | أ | ٤٠ | ٣٠ | ٤٥ | ٢٥ |
| | ب | ٣٠ | | | |
| شريحة الوسط | أ | ١٠ | ٢٠ | ١٥ | ١٥ |
| | ب | ٢٠ | | | |

جدول (٦-٥)

توزيع العزوم الحائنية في بواكى البلاطات المسطحة كنسبة مئوية من (M)

* أنواع الارتكاز الطرفية

الحالة (أ) : لا توجد كمرات طرفية

الحالة (ب) : توجد كمرات طرفية بعمق كلى ≤ 3 مرات عمق البلاطة المسطحة.

ملاحظة (١١)

إذا كانت شريحة العمود بعرض يساوى عرض باكية السقوط لذلك فإن عرض شريحة الوسط يتم زيادتها لتصبح قيمتها أكبر من نصف عرض الباكية وعزوم الانحناء فى شريحة الوسط سوف تزداد بنفس القيمة وعزوم الانحناء فى شريحة العمود سوف تقل.

وعلى كل فإن مجموع كل من عزوم الانحناء فى شريحة العمود و شريحة الوسط يجب الا يقل عن مجموع عزوم الانحناء الموجب (أو السالب) الذى تقاومه كل من شريحة العمود وشريحة الوسط مع بعضهما (يتساوى مع مجموع كل منهما على حدة موجب مع موجب وسالب مع سالب) .

أى أنه لا يوجد أى تخفيض للعزم الموجب الكلى أو العزم السالب الكلى المقاوم بواسطة كل من شريحة الوسط وشريحة العمود.

ملاحظة (١٢)

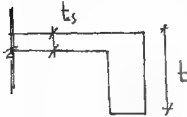
إذا كانت الباكية الخارجية اقل فى الطول من الباكية الداخلية فيجب تعديل عزوم الانحناء طبقاً لهذه الحالة .

د- فى حالة احمال حية ثقيلة فإن عزوم الانحناء المبالية عند منتصف البحور للباكيات الداخلية يجب الا تقل عن القيم الأتية :

$$M^{wc} (\text{شريحة العمود}) = [g - (2/3)P](L_2 / 40)L_1 - (2/3)D]^2 \\ \text{C.E (6-19-a)}$$

$$M^{wc} (\text{شريحة الوسط}) = [g - (2/3)P](L_2 / 100)L_1 - (2/3)D]^2 \\ \text{C.E (6-19-a)}$$

هـ - تأثير الكمرات الطرفية. Marginal Beams.



١- حالة وجود كمرات طرفية معتبرة.

$$\text{إذا كان } t_2 \geq t$$

أ- تكون عزوم الانحناء في نصف شريحة العمود المجاورة للكمرة تساوى

٠,٢٥ القيمة الموجودة في الجدول السابق (٥-٦).

ب- الحمل الكلى المحمل على الكمرات سوف يساوى الأحمال الكلية المنقولة

مباشرة لهذه الكمرات (مثال وزنها الذاتي وأحمال الحوائط) بالإضافة إلى حمل

منتظم التوزيع uniformly distributed load يساوى ٠,٢٥ الحمل الكلى

على باكية البلاطة المسطحة المجاورة لهذه الكمرات.

٢- حالة عدم اعتبار وجود الكمرات الطرفية :

إذا كانت ($t < 3 t_2$)

فإن عزم الانحناء في نصف شريحة العمود سوف يساوى نصف القيمة

الموجودة في الجدول السابق .

و- عزوم الانحناء في الأعمدة :

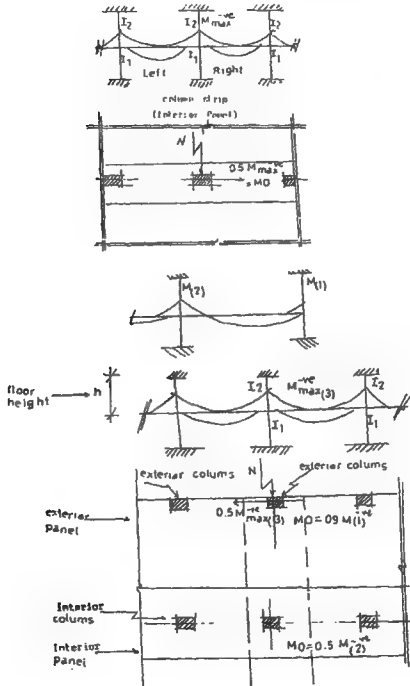
(أ) في حالة الأعمدة الدخالية سوف تصمم لتحمل عزوم انحناء تساوى M_0

$$\text{حيث } M_0 = 0.5 M_{\max}^{-\text{و'}}$$

(خمسون بالمائة من العزم السالب لشريحة العمود تحت الاعتبار)

(ب) في حالة الأعمدة الخارجية:

يجب ان تصمم لتحمل عزوم الانحناء المساوية ٩٠٪ من العزم السالب لشريحة العمود تحت الاعتبار.



شكل (٦-٦)

ملاحظات هامة:

١- هذه العزوم في الأعمدة الداخلية والخارجية يجب أن يتم تقسيمها بين الأعمدة العلوية والسفلية بالنسبة والتناسب مع كزازتهم.

$$i.e M_o(upper) = M_O \frac{I_2}{I_1 + I_2}$$

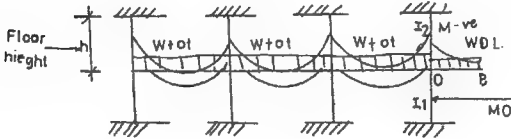
$$M_o(lower) = M_O \times \frac{I_1}{I_1 + I_2}$$

في الأعمدة الداخلية فإن الحمل المباشر المؤثر مع العزم يمكن تخفيضه للسماح بتحميل باكية على جانب واحد فقط بالحمل الحي والآخر بدون حمل حي .

$$i.e N_{interior} = N_{total} - N_{LL}$$

(للبيمين أو اليمسار).

٢- في حالة الأعمدة الخارجية المحملة بإجزاء من البلاطات والحوائط على أنها احمال كوابيل فإن عزم التصميم للعمود يمكن تخفيضه بقيمة العزم المتولد نتيجة الحمل الميت من الجزء الكابولي.



$$M_o(\text{العمود}) = 0.9(M_{max}^{-ve}) - M_{OB}^{-ve} \text{ dead load}$$

$$M_o(lowerColumn) = M_o(Column) \times \frac{I_1}{I_1 + I_2}$$

٣- كما لاحظت فإن جميع اعمدة البلاطات المسطحة سوف تتعرض لعزوم مزدوجة biaxial B.M. (M_y) , (M_x) ولكن ليسوا في نفس الوقت .

أى أننا لدينا حالتين تحميل لتصميم للعمود .

الحالة الأولى :

$$N + M_x$$

حيث $L.L. + D.L = N$ من جهة واحدة للعمود تحت الاعتبار

الحالة الثانية :

$$N + M_y$$

أو N كلية (= مجموع $L.L. + D.L$)

$$\frac{N.L}{10} = M +$$

$$e_{min} = \frac{l}{10} \quad \text{حيث}$$

٤- فى أى طريقة لتصميم البلاطات المسطحة فيجب على المصمم أولاً فحص جهود القص (الاحتراق punching stress) كما تم شرحه سابقاً.

ملاحظة :

تسليح تاج الأعمدة :

يوجد نوعين من التسليح الرئيسى لتاج العمود كما هو موضح بالشكل السفلى. يجب أن يكون النوعين كافيين لمقاومة $B.M$ العزوم بأمان تام من أسوأ حالات التحميل المعرض لها العمود.

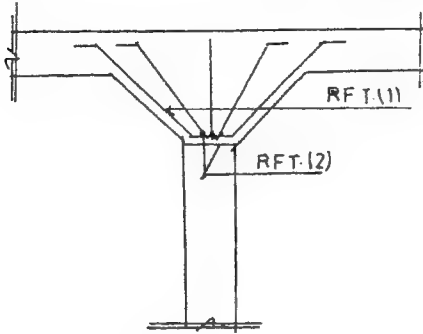
أدنى نسبة لحديد التسليح فى تاج العمود تكون كالتالى:

أ- بالنسبة لتاج عمود مستطيل:

مساحة حديد التسليح = $25/1$ من مساحة التسليح السالب

للمتر الطولى من شريحة العمود تحت الاعتبار مضروبة فى الطول العمودى

للباكية العمودية على هذا التسليح .



ب- لتيجان الأعمدة المستديرة

فإن مجموع التسليح (2) R_{ft} , (1) R_{ft} الحاصلين عليهما بالطريقة عالية يجسب أن يتم توزيعه حول المحيط الخارجى لتاج العمود .

يرجع للمثال المحلول

٣- نقل العزوم السالبة من البلاطة الى الأعمدة:

Transfer of - ve moments from flat slab to columns

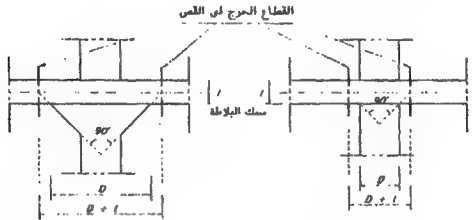
يتم الرجوع الى البند (٦-٦-٧) من الكود المصرى لعام ١٩٩٦ للخرسانة المسلحة والمبين فى صفحة (١٩٥) من هذا الكتاب من الصفحات التالية .

٤- وفيما يلى نقل للقارئ نصوص الكود المصرى للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٦ الخاصة بالبلاطات المسطحة اعتباراً من البند (٦-٢-٦) الى آخر البند من الصفحة ١٣٠ الى صفحة ١٤٥ وذلك حتى يسهل على القارئ الالتزام بها فى التصميم ومتابعة الإمتثلة المحاولة التى سوف يتم عرضها فى هذا الكتاب فيما بعد هذا النص .

٦-٢-٦ البلاطات المسطحة (البلاطات اللاكمرية)

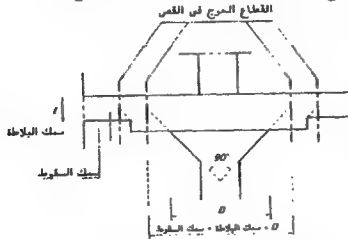
٦-٢-٦-١ عام:

يقصد عموماً بالبلاطات المسطحة البلاطات اللاكمرية الصماء من الخرسانة المسلحة أما بسقوط أو بدونه والتي ترتكز على أعمدة إما برؤوس أو بدونها شكل (٦-٥-١)، (٦-٥-ب)، (٦-٥-ج) إما بتيجان أو بدونها وتكون هذه البلاطات بسقوط أو بدونه وتشمل البلاطات المصمتة أو البلاطات ذات الفراغات الداخلية أو البلاطات ذات الأعصاب في الإتجاهين ببلكات أو بدونها.



(ب) بلاطة مسطحة بدون سقوط وعمود بتاج

(أ) بلاطة مسطحة بدون سقوط وعمود بدون تاج



شكل (٦-٥) القطاعات الحرجة في القص للبلاطات المسطحة

الرموز

- L_1 = طول الباكية في إتجاه البحر تحت الإعتبار
 L_2 = عرض الباكية في إتجاه عمودى على إتجاه البحر تحت الإعتبار ويقاس
 L_1, L_2 من محاور الأعمدة.
 L = المتوسط الحسابى للمقاسين (L_1, L_2)
 D = قطر رأس العمود أو قطر أكبر دائرة يمكن رسمها داخل مقطعه
 w = الحمل الكلى لوحدة المساحة من الباكية = حمل التشغيل عند التصميم
 بطريقة المرونة ويساوى الحمل الأقصى عند التصميم بطريقة الحدود
 t = السمك الكلى للبلاطة
 d = العمق الفعال

٢-٦-٢-٦ أدنى أبعاد

أ- أدنى سمك البلاطة

يجب ألا يقل السمك الكلى (t) للبلاطة بأى حال عن أكبر القيم التالية:

- ١- ١٥ سم
 - ٢- $32/L$ للبواكى الطرفية التى بدون سقوط.
 - ٣- $36/L$ للبواكى الداخلية المستمرة بالكامل بدون سقوط أو للبواكى الطرفية التى لها سقوط.
 - ٤- $40/L$ للبواكى الداخلية المستمرة بالكامل والتى لها سقوط.
- ب- أدنى سمك للأعمدة
- يجب ألا يقل قطر العمود مستدير المقطع أو طول أى من جانبيه العمود مستطيل القطاع بأى حال عن أكبر القيم التالية:
- ١- $1/20$ من طول الباكية فى الإتجاه تحت الإعتبار.
 - ٢- $1/15$ من ارتفاع الدور الكلى
 - ٣- ٣٠ سم

ج - أدنى أبعاد لتيجان الأعمدة

في الحالات التي تزود فيها الأعمدة بتيجان يجب أن تحقق المتطلبات التالية بالنسبة لتيجان الأعمدة الداخلية وكذا أجزاء تيجان الأعمدة الخارجية الواقعة في حدود المبنى:

- ١- يجب ألا تزيد زاوية أقصى ميل للتاج على ٤٥° مع الاتجاه الرأسى.
- ٢- يجب ألا يزيد القطر الفعال D الذى يعتبر فى التصميم على $L/4$ إذا كان مقطع العمود أو رأسه غير دائرى فيقتصر بكلمة قطر فى هذا البند قطر أكبر دائرة يمكن رسمها داخل المقطع .

د. تحديدات لبلاطة السقوط :

فى الحالات التى يتطلب فيها زيادة سمك البلاطة فوق رؤوس الأعمدة بغرض مقاومة عزوم الانحناء السالبة وتقليل صلب التسليح فيجب ألا تقل أبعاد السقوط عن الشروط التالية :

- ١- يجب ألا يقل سمك السقوط أسفل البلاطة عن ربع سمك البلاطة .
- ٢- يجب أن يمتد السقوط لمسافة سدى طول الباكية على الأقل فى نفس الاتجاه مقاساً من محاور الأعمدة بحيث لا يتعدى ربع البلاطة ذات البعد الأصغر .
- هـ - يفترض تقسيم بواكى البلاطات المسطحة إلى شرائح كما يلى شكل (٦-٦):
- شريحة عمود ويؤخذ عرضها مساوياً لنصف عرض الباكية ذات البعد الأصغر إلا فى حالة استخدام سقوط فيؤخذ عرضها مساوياً لعرض بلاطة السقوط.
- شريحة وسط وتساوى الفرق بين عرض الباكية وعرض شريحة العمود أو بلاطة السقوط.

٦-٢-٣- التحليل الإنشائى

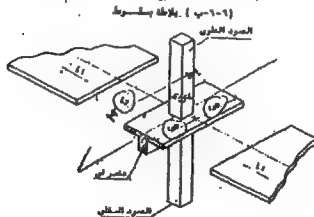
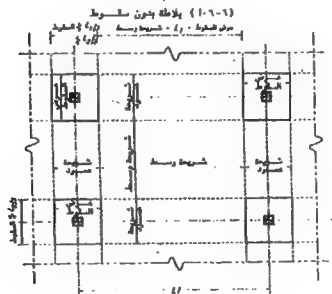
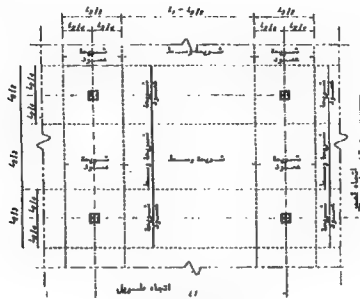
أ- يمكن تحليل البلاطات المسطحة طبقاً لنظرية المرونة كما يجوز استخدام طريقة خطوط الكسر بشرط تحقيق نسبة العزوم السالبة إلى العزوم الموجبة طبقاً للفقرة (٦-٢-٣) ويلاحظ أن هذه الطريقة الأخيرة لا توفى شرط عرض

الشروخ في أسطح شد البلاطات المعرضة لعوامل بيئية من القسمين الثالث والرابع طبقاً للبند (٤-٣-٢-٤-هـ) ولذا يجب عدم استخدامها في مثل هذا الحالات.

ب- البلاطات المسطحة التي تقع أعمقها على خطوط مستقيمة أو يتجاوز لا يزيد عن ١٠٪ من طول الباكية ومتعامدة مع الاتجاه الآخر يمكن تصميمها طبقاً لأحدى الطريقتين التاليتين:

١- كإطارات مستمرة باستخدام الطريقة المبينة في بند (٤-٦-٢-٦).

٢- بالطريقة الفرضية المبينة في بند (٥-٦-٢-٦).



٢-٦-٤ تحليل البلاطات المسطحة بإطارات مستمرة

إذا لم تحلل البلاطات المسطحة بدقة طبقاً لنظرية المرونة فيمكن تحليلها كمايلي:

أ- يعتبر المنشأ مقسماً طولياً وعرضياً إلى إطارات مكونة من صف من الأعمدة بعرض يساوى المسافة بين محاور البواكى.

- يمكن تحليل كل إطار مستمر بإطار مستقل مكون من شريحة من البلاطات والأعمدة مثبتة تثبيتاً كلياً ويؤخذ الحمل الميت والحي بالكامل في كل إتجاه.

كما يجب وضع الحمل الحي في المواضع التي تعطى أقصى إجهادات داخلية في الأعضاء المختلفة للإطار.

وتؤخذ البحور التي تستعمل في هذا التحليل مساوية للمسافات بين محاور الأعمدة، كما يجب أخذ إختلاف الكزازة (Stiffness) لأعضاء الأطار في الإعتبار.

- عند حساب كزازه الإنحناء للأعمدة يجب أخذ التأثير المجمع لكل من كزازه إنحناء العمود وكزازه للى لعناصر اللى المتصلة مع العمود والمتمثلة فى الكمرات وأجزاء اللى الفعالة من البلاطة فى الإتجاه العمودى على محور الإطار وفقاً للبند (٢-٣-٤) وشكل (١١-٤). ويتم حساب كزازه إنحناء العمود المكافئ K_{ec} وفقاً للعلاقة التالية (شكل ٦-٦-ج)

$$K_{ec} = \sum K_c / [1 + (\sum K_c / K_c)] \quad (6-18-a)$$

حيث $\sum K_c$ مجموع كزازات العمود أعلى وأسفل منسوب البلاطة مع إعتبار العمود مثبت كلياً عند الطرفين العلوى والسفلى.

K_c كزازة عناصر اللى وتحسب من العلاقة التالية:

$$K_c = 9E_c/L_2 (1 - \frac{C_2}{L_2})^3 \quad (6-18-b)$$

و يتم تحديد قيم x,y وفقاً للبند ٢-٣-٤-٥.

$$C = \sum (1 - 0.63 \times y) C \times^3 y / 3)$$

ب- تصمم البلاطة عند أى مقطع للعزوم الحانية المحسوبة كما سبق، إلا أنه لا يلزم إعتبار عزوم حانية سالبة أكبر من تلك الموجودة والمجاورة مباشرة لوجه العمود. تقسم العزوم الحانية التى وجدت باتباع الطريقة السابقة بين كل مسن شرائح الأعمدة وشرائح الوسط بالنسب المبينة فى جدول (٤-٦).

ج- عندما تؤخذ شريحة العمود مساوية لعرض السقوط ويزاد تبعا لذلك عرض شريحة الوسط لقيمة أكبر من نصف عرض الباكية يجب زيادة العزوم التى تقاومها شريحة الوسط على القيم المبينة فى جدول (٤-٦) بالتناسب مع الزيادة فى عرضها. ويمكن حينئذ تخفيض العزوم التى تقاومها شريحة العمود عن القيم المبينة فى جدول (٤-٦) بحيث لا يكون هناك تخفيض فى العزوم الكلية الموجبة والكلية السالبة ولتقاومها شريحة العمود وشريحة الوسط مع بعضها.

د - عند حساب الأحمال الرأسية تحسب جساءة البلاطات المسطحة على العرض الكلى للبلاطة (أى المسافة بين محاور الأعمدة، أما فى حالة الأحمال الجانبية فيؤخذ العرض الفعال عند حساب الجساءة مساوياً لعرض العمود مضافاً إليه مسافة ثلاث مرات سمك البلاطة على كل من جانبي العمود ويشترط ألا يزيد العرض الفعال عن ثلث المسافة بين محاور الأعمدة.

جدول (٤-٦) توزيع العزوم الحاقية بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط (فى هوائى البلاطات المسطحة المصممة كطائرات مستمرة)

| نوع العزوم | توزيع العزوم الحاقية بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط كنسبة مئوية من عزوم الانحناء القطعية السالبة أو الموجبة | |
|--------------------------------|---|-------------|
| | شريحة العمود | شريحة الوسط |
| العزوم السالبة فى باكية داخلية | ٧٥ | ٥ |
| العزوم السالبة فى باكية خارجية | ٨٠ | ٢٠ |
| العزوم الموجبة | ٥٥ | ٤٥ |

٥-٦-٥-٦ التحليل الفرضى (Empirical Analysis) للبلاطات المسطحة

المعرضة لأحمال منتظمة التوزيع:

أ- حدود إستعمال الطريقة

تطبق هذه الطريقة في حالة استيفاء الإشتراطات التالية:

- ١- أن تحتوى البلاطات المسطحة على مجموعة من البواكى المستطيلة ذات السمك الثابت تقريبا والمرتبطة في ثلاث صفوف على الأقل في إتجاهين، متعامدين وعلى ألا تزيد نسبة طول الباكية إلى عرضها على ٤ إلى ٣.
- ٢- ألا تختلف أطوال وعروض أى باكيتين متجاورتين في أية مجموعة بأكثر من ١٠٪ من أكبر طول أو عرض على ألا تختلف البحور المتباعدة عن بعضها في المجموعة بأكثر من ٢٠٪ من البحر الأكبر، ويجوز أن تكون البحور الطرفية أقصر من البحور الداخلية ولا يجوز أن تكون أطول منها وفي حالة إختلاف البحور المتجاورة يجب دائما أخذ طول البحر الأكبر في حساب العزوم الحاتية.

ب- المقاطع الحرجة للعزوم الحاتية في البلاطات المسطحة

البواكى الداخلية المستمرة تكون المقاطع الحرجة للعزوم الحاتية كما يلي :

- ١- للعزوم الموجبة تكون على طول محاور البواكى.
- ٢- للعزوم السالبة تكون عند حدود البواكى على طول الخط الواصل بين مراكز الأعمدة وحول محيط رؤوس الأعمدة.

ج- العزوم الحاتية في بواكى البلاطات المسطحة

تُحسب قيمة العزم الحاتى (M) في كل من إتجاهى الباكية من المعادلة التالية:

$$M = (wL_2/8) [L_1 - (2D/3)]^2 \quad \dots\dots\dots (6-19-2)$$

ثم تقسم قيمة (M) بين شريحة الوسط وشريحة العمود في الإتجاه تحت الإعتبار بالنسب المبينة في جدول (٦-٥) مع مراعاة ما جاء بالبند (٦-٢-٦-٤-ج)

جدول (٦-٥) توزيع العزوم الحاقية في بواكى البلاطات المسطحة كنسبة مئوية من (M)

| الشريحة | نوع الارتكاز | الباكية الخارجية | | الباكية الداخلية | |
|--------------|--------------|------------------|----------|------------------|----------|
| | | عزم موجب | عزم سالب | عزم موجب | عزم موجب |
| شريحة العمود | أ | ٤٠ | ٣٠ | ٤٥ | ٢٥ |
| | ب | ٣٠ | | | |
| شريحة الوسط | أ | ١٠ | ٢٠ | ١٥ | ١٥ |
| | ب | ٢٠ | | | |

أنواع الارتكاز الطرفية:

أ- بدون كمرات

ب- كمرات بعمق كلى يساوى أو أكبر من ثلاثة أمثال سمك البلاطة

د- العزوم الحاقية السالبة فى منتصف البحور فى حالة الأحمال الحية الثقيلة:

فى حالة الأحمال الحية الثقيلة يجب ألا يقل العزوم الحاقية السالبة فى منتصف

البحور الداخلية عن القيم التالية:

$$M_{ve} = [(g-(2/3)p) (L_2/40)] [L_1-(2/3)D]^2 \dots\dots\dots (6-19-b)$$

لشريحة العمود

$$M_{ve} = [(g-(2/3)p) (L_2/100)] [L_1-(2/3)D]^2 \dots\dots\dots (6-19-c)$$

لشريحة الوسط

حيث P,g هما الحمل الدائم المنتظم والحمل الحى المنتظم على وحدة المساحات

على التوالى.

هـ - العزوم الحاقية فى الأعمدة:

١- تصمم الأعمدة الداخلية والخارجية لتقاوم عزوماً حاقية تساوى ٥٠٪، ٩٠٪

على التوالى من العزم السالب فى شريحة العمود كما ورد فى جدول (٦-٥)

وتنقسم هذه العزوم بين الأعمدة العليا والسفلى بنسب كزازاتها (Stiffness)

وفي الأعمدة الداخلية يمكن إنقاص الحمل المباشر الذى يعمل مع العزم بإعتبار أن الباكية على أحد الجانبين خالية من الحمل الحى.

٢- فى حالة الأعمدة الخارجية الحاملة لأجزاء من الأسقف والحواسط كأحمال كابولية يمكن خفض العزوم الحانية فى الأعمدة كما حددت الفقرة السابقة بما يوزاى العزم الناتج من الحمل الميت على الجزء الكابولى.

٢-٦-٦-٦- العزوم الحانية فى البواكى ذات الكمرة الطرفية أو بدونها.

أ- عندما تتركز البلاطة على كمرة طرفية بعمق كلى يساوى أو يزيد على ثلاثة أمثال سمك البلاطة يكون:

١- الحمل الكلى الذى تحمله الكمرة شاملاً الاحمال المباشرة عليها بالإضافة إلى حمل منتظم التوزيع يساوى ربع حمل الباكية الكلى.

٢- العزوم الحانية المؤثرة على نصف شريحة العمود المحاذية للكمرة مساوية لربع القيم المعطاة فى جدول (٦-٤) أو جدول (٦-٥).

ب- فى الأحوال العادية حيث لا توجد كمرة طرفية تكون العزوم الحانية المؤثرة على نصف شريحة العمود مساوية لنصف القيم المعطاة فى جدول (٦-٤) أو جدول (٦-٥).

٢-٦-٧- نقل العزوم السالبة من البلاطة إلى الأعمدة

يتم نقل إجمالى العزوم السالبة فى البواكى الخارجية (شكل رقم ٦-٧-أ) أو فروق العزوم السالبة فى البواكى الداخلية بشكل رقم (٦-٧-ب) إلى الأعمدة حسب التوزيع التالى:

أ - جزء ينتقل مباشرة إلى الأعمدة بواسطة عزوم إنحناء حسب المعادلة

$$\gamma_f = 1 / [1 + (2 + 3)\sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}] \quad (6-20) \quad \dots\dots\dots$$

حيث: د:

γ_i = معامل العزوم المنقولة بالاتحاد

C_1 = مقياس رأس العمود المستطيل المكافئ لرأس العمود مقياساً في إتجاه

البحر المسحوب في إتجاه العزوم.

C_2 = مقياس رأس العمود المستطيل أو المستطيل المكافئ لرأس العمود في

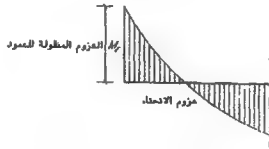
الإتجاه العمودي

d = العمق الفعال للبلاطة.

ويتم تركيز صلب التسلح المطلوب لمقاومة هذه العزوم في العرض الفعال كما هو موضح بالشكل رقم (٦-٨).

ب- جزء ينتقل إلى الأعمدة بواسطة عزوم لي حساب المعادلة

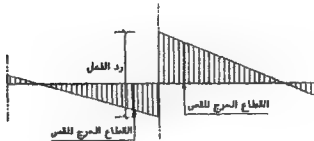
$$\gamma_q = 1 - \gamma_f \dots\dots\dots (6-21)$$



شكل (٦-٧-١) لحالة عمود خارجي طرفي

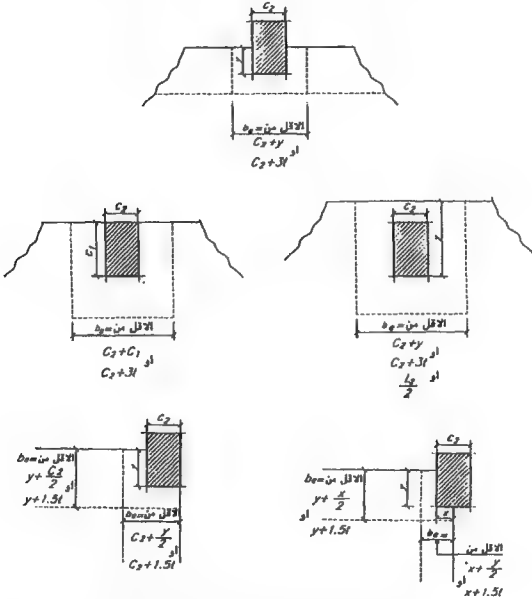


شكل (٦-٧-٢) لحالة عمود داخلي



شكل (٦-٧-٣) قوى القص لحالة عمود داخلي

شكل (٦-٧) عزوم الانحناء وقوى القص المنقولة للأعمدة من شريحة العمود



شكل (٦-٨) عرض الشريحة المنقلة للعزوم \$be\$ للحالات المختلفة

والذي ينتج عنه إجهادات قص بالنقب على المقاطع الحرجة الموضحة بالشكل رقم (٦-٩) والشكل رقم (٦-١٠) ويتم حسابها في كلا الاتجاهين طبقاً للمعادلات الآتية:

إجهادات القص الناتج عن العزوم M_x

$$q_x = M_x \cdot \gamma_{qx} \cdot C_{CB} / j_{cx} \quad (6-22-a)$$

إجهادات القص الناتجة عن العزوم M_y

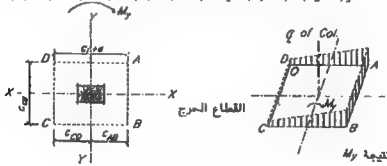
$$q_x = M_x \cdot \gamma_{xy} C_{AB} / j_{cy} \dots\dots\dots (6-22-b)$$

وتضاف هذه الأجهادات إلى إجهاد القص بالنقب الناتجة عن الأحمال الرأسية طبقاً للعلاقة (٣١-٤) بند (٣-٢-٢-٤) في حالة التصميم بطريقة حالات الحدود أو بند (٣-٤-٥) في حالة التصميم بطريقة المرونة حيث:

j_{cy} & j_{cx} عزوم القصور القطبي حول محوري x & y على الترتيب ويبين الشكلين (٩-٦)، (١٠-٦) إجهادات القص الناتجة عن عزوم M_y ويتم تحديد قيم j_{cy} كما يلي:

أ - بالنسبة للأعمدة الداخلية تكون قيمة j_{cy} كالآتي:

$$J_{cy} = (d(c_1+d)^3 / 6) + (d^3 (c_1+d) / 6) + [d (c_1+d)^2 (c_2+d)] / 2 \dots\dots\dots (6-23)$$

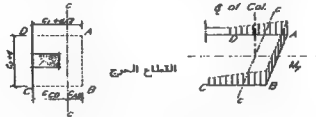


شكل (٩-٦) توزيع إجهادات القص للقناب (عمود داخلي)

ب - في حالة الأعمدة الطرفية تحسب j_{cy} من المعادلة:

$$J_{cy} = (d (c_2+d) C_{AB}^2) + (2/3)d C_{CD}^3 + (2/3)d C_{AB}^3 + (1/6) (C_1+0.5d) d^3 \dots\dots\dots (6-24)$$

$$C_{AB} = (c_1+0.5d)^2 / [(c_2+d) + 2(c_1+0.5d)] \dots\dots\dots (6-25)$$



شكل (١٠-٦) توزيع إجهادات القص للقناب (عمود طرفي)

ويمكن الاستعناء عن تطبيق اشتراطات البند (١-٧-٦-٢-٦) والخاص بنقل العزوم السالبة من البلاطات إلى الأعمدة إذا توافرت الشروط التالية:

أ- للأعمدة الداخلية في حالة توافر كل من الشرطين

١- الأحمال الحية التي لا تزيد عن ٤٠٠ كجم/م^٢.

٢- تساوى البحور المتجاورة أو إختلافها بنسبة لا تزيد عن ٢٠٪.

ب- بالنسبة للأعمدة الخارجية في حالة توافر أى من الشرطين

١- وجود كمرة طرفية جاسئة لا يقل عمقها عن ثلاثة أمثال سمك البلاطة.

٢- وجود بلاطة كابولية خارج الأعمدة بمسافة لا تقل عن ربع طول الباكية مقاساً من الوجه الخارجى للعمود ومحملة بنفس حمل البلاطة.

٦-٢-٦-٧-٢ طريقة مبسطة قوى القص الناتجة عن تأثير إنتقال عزوم

الاحتناء بين البلاطة المسطحة والأعمدة:

$$q = Q_1 \cdot B/U \cdot d$$

Q_1 = قوى القص التصميمية المنقولة إلى العمود وعند تحميل البلاطة

المجاورة له بكامل الحمل التصميمي لحالة الحد الأقصى.

B = معامل يعتمد على تأثير لا مركزية قوى القص ويؤخذ كما يلى.

$B = 1.15$ = فى حالة الأعمدة الداخلية

$B = 1.3$ = فى حالة الأعمدة الطرفية

$B = 1.5$ = فى حالة الأعمدة الزكنية

U = طول محيط القطاع

٦-٢-٨ ترتيب التسليح فى البلاطات المسطحة

يجب أن تسلك البلاطات المصمتة طبقاً للطرق السابقة فى إتجاهين وكما هو

مبين فى شكل (٧-٤) بحيث تسلك كل شريحة بعرضها الكامل، مع مراعاة ما جاء فى

البند (٧-٤).

٦-٢-٩ تسليح تيجان الأعمدة:

مع مراعاة الإشتراطات الخاصة بالمسافات بين الأسياخ يجب أن تسلك تيجان

الأعمدة بالأسياخ (١)، (٢) كالمبين فى شكل (٦-١١) التى تكون كافية لمقاومة

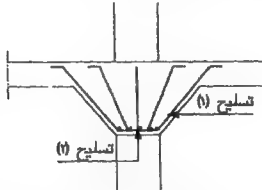
العزوم الحانية والنتيجة من أسوأ أوضاع للتحميل بالإضافة إلى الأحمال المباشرة المناظرة كما ورد في بند (٦-٢-٤) فقرة (أ) وبند (٦-٢-٥) فقرة (هـ) ويجب ألا تقل المساحة الكلية لهذا التسليح في كل إتجاه عما يلي:

١- عندما يكون مقطع رأس العمود مستطيلاً

(٠,٠٤) من مساحة التسليح السالب في المتر لأشريحة العمود في البلاطة في الإتجاه تحت الاعتبار مضروباً في طول الباكية في الإتجاه المتعامد على هذا التسليح.

٢- عند ما يكون مقطع رأس العمود مستديرًا

يوزع مجموع التسليح (١)، (٢) المبين في شكل (٦-١١) والسابق إيجادها للإتجاهات على محيط رأس العمود.



شكل (٦-١١) تسليح رؤس الأعمدة للبلاطات المسلحة المسطحة

٦-٢-٦ الفتحاحات في البلاطات المسطحة:

أ- لا يسمح بعمل فتحات ضمن نيجان الأعمدة.

ب- يسمح بتشكيل فتحات في المساحات المشتركة بين شرائح الوسط بشرط تحقيق مايلي:

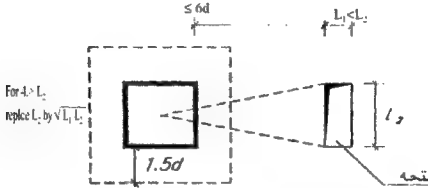
١- ألا يزيد أكبر بعد للفتحة عن $0.4L$ في الإتجاه الموازي للمحور

٢- أن يعاد توزيع عزوم الانحناء التصميمية الكلية الموجبة والسالبة على باقى

--- المنشأ بما يتلائم مع التغيير الحاصل نتيجة لوجود الفتحة.

ج- يسمح بتشكيل فتحات في المساحة المشتركة بين شريحيه عمود وشريحة وسط بشرط تحقيق مايلي:-

- ١- ألا يزيد طول الفتحة الكلي أو عرضها الكلي عن ربع عرض شريحة العمود.
- ٢- أن تكون مقاطع الشريحتين في منطقة الفتحة قادرة على مقاومة العزوم التصميمية.



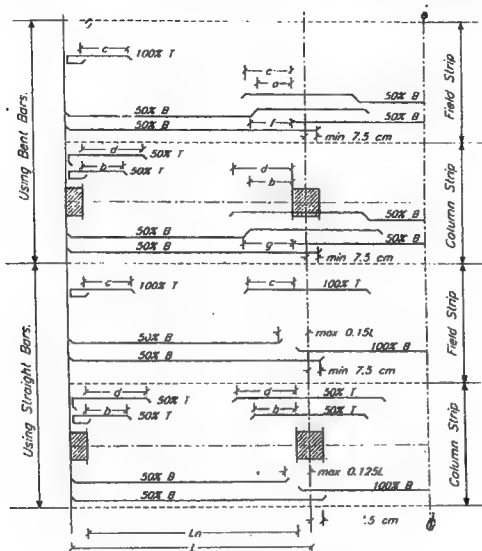
شكل (١٢-٦) الفتحات في البلاطات المسطحة

د- يسمح بتشكيل فتحات في المساحة المشتركة بين شريحتي عمودين بشرط تحقيق مايلي:

- ١- ألا يزيد طول الفتحة الكلي أو عرضها الكلي عن ١٠/١ عرض شريحة العمود الصغرى.
- ٢- أن تكون مقاطع الشريحتين في منطقة الفتحة قادرة على مقاومة العزوم التصميمية.

٣- أن يتم تخفيض قيم الحمل الحي المستخدم لأغراض حساب إجهاد القص بمقدار يساوي ربع الفتحة الذي يقطع المحيط المذكور شكل (١٢-٦).

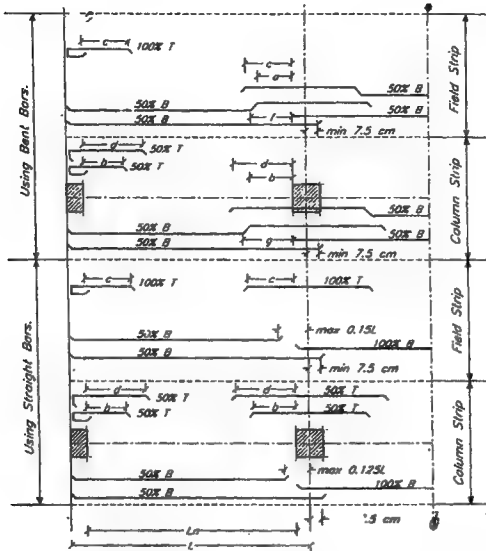
هـ - في حالة زيادة إبعاد الفتحات في البلاطات المسطحة عن النسب الواردة في الفقرات أ، ب، ج، د، فإن يلزم عمل حسابات إنشائية دقيقة تحقق شروط المقاومة وحالات حدود التشغيل.



| min. Length | | | | max.Length | | |
|-------------|------|------|------|------------|------|-------|
| a | b | c | d | f | g | |
| 0.14 | 0.20 | 0.22 | 0.30 | 0.20 | 0.24 | L_n |

B : Bottom R.F.T
 T : Top R.F.T.

شكل (٧-١) نموذج تسليح بلاطة مسطحة



| min. Length | | | | max. Length | | |
|-------------|------|------|------|-------------|------|-------|
| a | b | c | d | f | g | |
| 0.14 | 0.20 | 0.22 | 0.30 | 0.20 | 0.24 | L_n |

B : Bottom R.F.T.
T : Top R.F.T.

شكل (٧-٤ ب) نموذج تسليح بلاطة مسطحة

Polar moments of inertia

| | |
|---------------------------|--|
| <p>1) Interior Column</p> | <p>$a = c_1 + d$ & $b = c_2 + d$ $c = c' = a/2$ $\frac{j}{c} = (ad (a + 3b) + d^3) / 3$</p> |
| <p>2) Edge Column</p> | <p>(bending \perp to edge) $a = c_1 + d/2$ & $b = c_2 + d$ $c = a^2 / (2a + b)$ & $c = a(a + b) / (2a + b)$ $\frac{j}{c} = (2ad (a + 2b) + d^3 (2a + b)a) / 6$ $\frac{j}{c} = (2a^2 d (a + 2b) + d^3 (2a + b) / 6 (a + b))$</p> |
| <p>3) Edge Column</p> | <p>(bending \perp to edge) $a = c_1 + d$ & $b = c_2 + d/2$ $c = c' = a/2$ $\frac{j}{c} = (ad (a + 6b) + d^3) / 6 = \frac{j}{c}$</p> |
| <p>4) Corner Column</p> | <p>$a = c_1 + d/2$ & $b = c_2 + d/2$ $c = a^2 / 2(a + b)$ $c = a(a + 2b) / 2(a + b)$ $\frac{j}{c} = (ad (a + 4b) + d^3 (a + b)a) / 6$ $\frac{j}{c} = (a^2 d (a + 4b) + d^3 (2a + b) / 6 (a + 2b))$</p> |

مثال محلول (١)

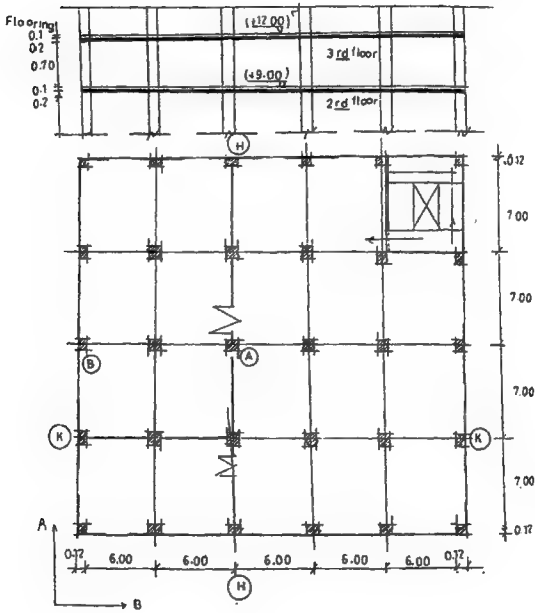
تطبيق على طريقة الكود المصري:

المطلوب:- تصميم الدور المتكرر شكل رقم (٦-٧) لتحمل حمل حي =

٥٠٠ كجم/م^٢.

ووزن أرضيات = ١٥٠ كجم/م^٢.

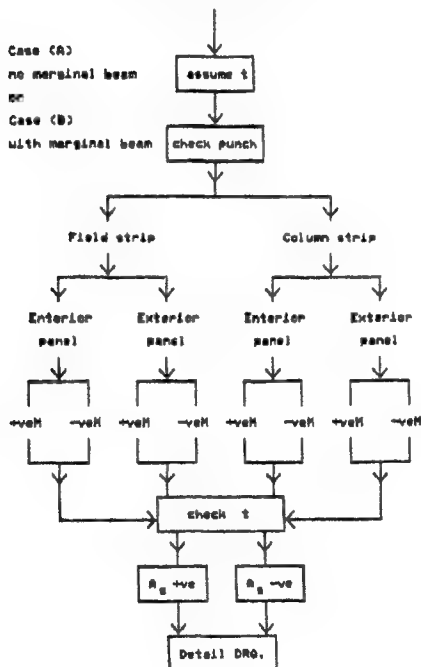
عدد الأدوار = ٦,٠٠ المطلوب نظام أنشائي بلاطات مسطحة للسقف الحوائط
المباني من النوع الخفيف بكثافة = ١,٢٠ طن/م^٢ وسك هذه الحوائط = ٢٥ سم.



شكل (٧-٦)

خريطة توزيع عمليات التصميم للـبلاطات المسطحة بطريقة التحليل الفرضي

Empirical analysis



الحل:

التصميم المبني:

$$L_{ef} \frac{6+7}{2} = 6.5$$

$$t_s \frac{650}{32} = 20cms$$

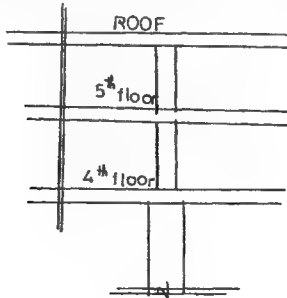
نفترض أن سمك البلاطة المسطحة يساوى الحد الأدنى طبقاً للكود المصرى لعام ١٩٩٦-٢٠ سم (نقوم بإهمال وجود أى حوائط داخلية ثم نقوم فى نهاية الحل بإضافته تأثيرها فى عزوم الانحناء).

(للحصول على أبعاد تقريبية للأعمدة سوف نحسب الأحمال الرأسية الفعالة على قطاع العمود عند أول دور).

$$N = 6 \times 7 \times (0.2 \times 2.5 \times 0.15 \times 0.5 \times) + 0.5 \times 0.5 \times 3 \times 2.5 = 50.0 \text{ tons.}$$

$$(W_{on \text{ floor}} = 0.2 \times 2.5 \times 0.15 \times 0.5 = 1.15/m^2)$$

إن إجهادات الاختراق تتناسب عكسياً مع أبعاد العمود لذلك فإن إجهاد القص أو الاختراق فى الدور الخامس سوف يكون هو الإجهاد الحرج (الأقصى) لأن فى هذا الدور سوف يكون العمود محملاً بكامل الحمل الحى وبأقل أبعاد قطاع للعمود.



APPROXIMATE DESIGN OF INTERIOR COLUMN

$$N = 2 \times 50 = A_c F_{co} (1 + \eta \mu)$$

n° of floors

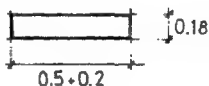
$$100 \times 10^3 = A_c \times 50 \times 1.15$$

$$A_c = 1739.13$$

Taken of square section

$$b \times t = 45 \times 45$$

Taken 50×50 (for small eccentricity effect).

**CHECK OF PUNCH:**

(Case of interior column, we have equal adjacent spans so we can neglect transfer of -ve moments)

$$Q_{punch} = 1.15 \times \{7 \times 6 - [0.5 + (0.2/2) \times 2]^2\} = 47.74 \text{ tons}$$

$$\text{Area resisting punch} = 18 \times 70 \times 4 = 5040 \text{ cm}^2$$

$$q_p = \frac{47.74 \times 1000}{5040} = 9.47 > 7 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{unsafe.}$$

USE COLUMN HEAD

$$D_o = 0.25 \times 600 = 150 \text{ cms}$$

$$h = s = \frac{D_o - 2}{2} = \frac{150 - 50}{2} = 50 \text{ cms}$$

$$q_p = \frac{47.7 \times 1000}{170 \times 18 \times 4} = 3.90 \text{ kg / cm}^2 < 7 \text{ O.K.}$$

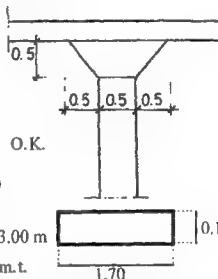
DIRECTION (A-A) (Spans 7.0 cm²)

(Long Dirⁿ)

$$\text{Breadth of column strip} = [6/2] = 3.00 \text{ m}$$

$$M_o = \frac{1.15 \times 6}{8} \left(7 - \frac{2 \times 1.5}{3}\right)^2 = 31.05 \text{ m.t.}$$

case of no marginal beam (A); and no drop panel table (4-1)



1) COLUMN STRIP

Exterior Panel:

$$M_{-ve} = 0.4 \times 31.05 = 12.42 \text{ m.t} = \frac{12.42}{3} = 4.14 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.3 \times 31.05 = 9.315 \text{ m.t} = \frac{9.315}{3} = 3.105 \text{ m.t./m}$$

Interior Panel:

$$M_{-ve} = 0.45 \times 31.05 = 13.97 \text{ m.t} = \frac{13.97}{3} = 4.65 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.25 \times 31.05 = 7.76 \text{ m.t} = \frac{7.76}{3} = 2.58 \text{ m.t./m}$$



Column strip moment/m' (long direction)

Fig. (6-8-a)

2) FIELD STRIP

Exterior Panel:

$$M_{-ve} = 0.1 \times 31.05 = 3.11 \text{ m.t} = \frac{3.11}{3} = 1.04 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.2 \times 31.05 = 6.21 \text{ m.t} = \frac{6.21}{3} = 2.07 \text{ m.t./m}$$

Interior Panel:

$$M_{-ve} = 0.15 \times 31.05 = 4.66 \text{ m.t} = \frac{4.66}{3} = 1.55 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.15 \times 31.05 = 4.66 \text{ m.t} = \frac{4.66}{3} = 1.55 \text{ m.t./m}$$

Fig (6-8-b) field strip moment/m (long dirⁿ)

DIRECTION B-B (short dirⁿ of span = 6.00 ms)

Breadth of column strip = $\frac{7}{2} = 3.50$

$$M_o = \frac{1.15 \times 7}{8} \left(6 - \frac{2 \times 1.5}{3}\right)^2 = 25.61 \text{ m.t}$$

case of no marginal beam. (A) and no drop table (4-1)

(1) Column strip

Exterior Panel:

$$M_{-ve} = 0.4 \times 25.16 = 10.06 \text{ m.t} = \frac{10.06}{3.5} = 2.88 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.3 \times 25.16 = 7.55 \text{ m.t} = \frac{7.55}{3.5} = 2.16 \text{ m.t./m}$$

Interior Panel:

$$M_{-ve} = 0.45 \times 25.16 = 11.32 \text{ m.t} = \frac{9.05}{3.5} = 3.23 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.25 \times 25.16 = 6.29 \text{ m.t} = \frac{6.29}{3.5} = 1.79 \text{ m.t./m}$$



Column Strip Moments/m (Short Dirⁿ)

(2) FIELD STRIP:

Exterior Panel:

$$M_{-ve} = 0.1 \times 25.16 = 2.516 \text{ m.t} = \frac{2.516}{3.5} = 0.84 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.2 \times 25.16 = 5.03 \text{ m.t} = \frac{5.03}{3.5} = 1.44 \text{ m.t./m}$$

Interior Panel:

$$M_{-ve} = 0.15 \times 25.16 = 3.77 \text{ m.t} = 1.08 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.15 \times 25.16 = 3.77 \text{ m.t} = 1.08 \text{ m.t./m}$$

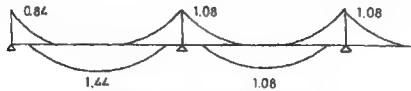


Fig. (6-9) Filled Strip Moment/m (SHORT DIRⁿ)

All the pervious calculated moment did not include the moments due to wall load (exterior walls or interior walls)

MAX. CALCULATED MOMENTS:

$$M_{ve} = 4.65 \text{ m.t/m}$$

From Long direction column strip interior panel

As we see from Fig. (6-7) there are a line wall load along axis H-H i-e along the column strip.

$$W_{wall} = (0.25 \times 1.2 + 0.05) \times 2.7 = 0.95 \text{ t/m}$$

\downarrow \downarrow \downarrow
 thick plaster h net

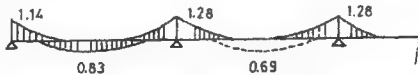
$$M_{wall\ max} = \frac{0.95}{1.15 \times 3.0} \times 4.65 = 1.28 \text{ m. t.}$$

\downarrow \downarrow
 Wt / m² width of strip

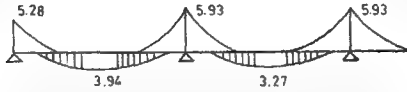
$$\text{wall factor} = 0.275 = \frac{1.28}{4.65}$$

We shall multiply all B.M.D for column strip (long dirⁿ) by the wall factor (0.27) to get the B.M.D.

Due to wall loads at strip H.H. we add both diagrams of B.M.due to uniform load and wall load to get final total B.M.D. for column Strip at axis H-H.



Column Strip H-H Long Dirⁿ, Moments Due To Wall Load

Fig. (6-10) Total B.M.D. column Strip H-H (long Dirⁿ)

سوف نتبع نفس الطريقة للحصول على الحمل الكلى (لكل من (و) والحائط)
لشريحة العمود على المحور K-K انظر شكل (٧-٦)

Fig. (6-11) Total B.M.D. Column strip K-K (short Dirⁿ)

Design of Sections

Long Dirⁿ Column Strip: Fig. (6-10)

Secⁿ I-I

$$M_{\max}^{-ve} = 5.93 \text{ m.t / m}$$

$$C_{cu} = 225 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c \text{ (all.) (for } t = 20 \text{ cms)} = 85 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Table (5-1-a)})$$

$$\text{Take } 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{steel } 24/37$$

$$k_1 = 0.253$$

$$\text{From charts } K_2 = 1185 \approx 1200$$

$$d = 0.253 \sqrt{[(5.93 \times 1000000) / 100]} = 19.48$$

$$\text{Take } t = 22 \text{ cms}$$

$$A_s^{-ve} = \frac{5.93 \times 100000}{1200 \times 19.5} = 25.39 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Take } 10 \phi 19 / \text{m} \quad (28.3 \text{ cm})$$

at Secⁿ II-II:

$$A_s^{-ve} = \frac{5.28 \times 10^5}{1220 \times 19.5} = 22.56 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$$

$$\text{Take } 9 \phi 19 / \text{m}$$

at Secⁿ III-III :

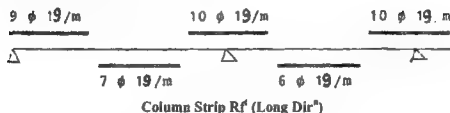
$$A_s^{+ve} = \frac{3.84 \times 10^5}{1250 \times 19.5} = 16.16 \text{ cm}^2$$

Take 7 ϕ 19 /m

at Secⁿ IV-IV :

$$A_s^{+ve} = \frac{3.27 \times 10^5}{1250 \times 19.5} = 13.42 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$$

Taken 6 ϕ 19/m



Long Dirⁿ Field Strip:

From B.M.D. Fig. (4-8)

$$A_s^{-ve} = \frac{1.55 \times 10^5}{1250 \times 19.5} = 6.36 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

choose 5 ϕ 13/m

$$A_{smin} = 0.25 \times 22 = 5.50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

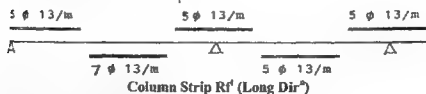
$$A_{s_{II}}^{+ve} = \frac{2.07 \times 10^5}{1250 \times 19.5} = 8.49 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

choose 7 ϕ 13 /m

$$A_{s_{III}} = A_{s_{II}} = 5 \phi 13 / \text{m}$$

$$A_{s_{IV}}^{-ve} = \frac{1.04 \times 10^5}{1250 \times 19.5} = 4.27 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

choose 5 ϕ 13 /m



Short Dirⁿ Column Strip:

From Fig. (6-11)

$$A_{sI}^{-ve} = \frac{3.97 \times 10^5}{1250 \times 18} = 17.64 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

choose 9 ϕ 16/m

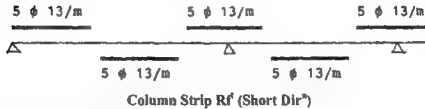
$$A_{SH}^{+ve} = \frac{2.66 \times 10^5}{1250 \times 18} = 11.82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

choose 9 ϕ 13/m

$$A_{SH}^{-ve} = \frac{3.54 \times 10^5}{1250 \times 18} = 15.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

choose 8 ϕ 16/m

$$A_{SH}^{-ve} = \frac{2.2 \times 10^5}{1250 \times 19.5} = 9.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

choose 8 ϕ 13/m**Short Dir^a Field Strip:**

From Fig. (6-9)

$$A_S^{-ve} = \frac{1.08 \times 10^5}{1250 \times 18} = 4.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

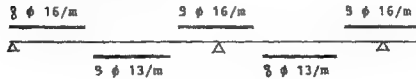
choose 5 ϕ 13 /m

$$A_{smin} = 0.25 \times 22 = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{SH} = \frac{1.44 \times 10^5}{1250 \times 18} = 6.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

choose 5 ϕ 13 /m

$$A_S^{+ve} = \frac{0.84 \times 10^5}{1250 \times 18} = 3.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

choose 5 ϕ 13 /m

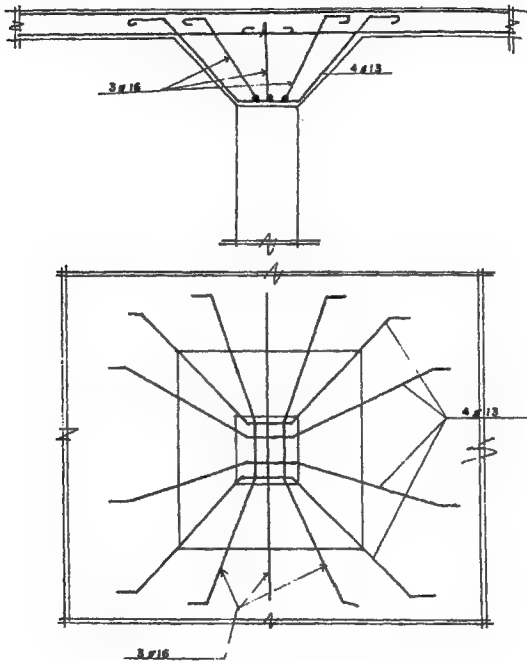


Fig. 6-14 Details of Rft. of Column head

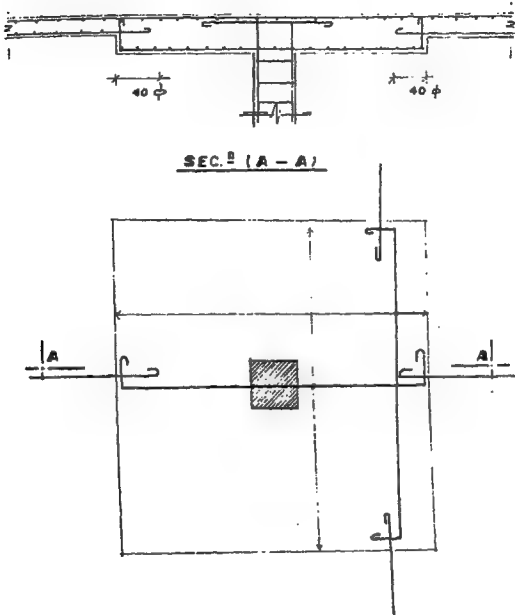


Fig. 6-15 Details of Rft. of drop panel

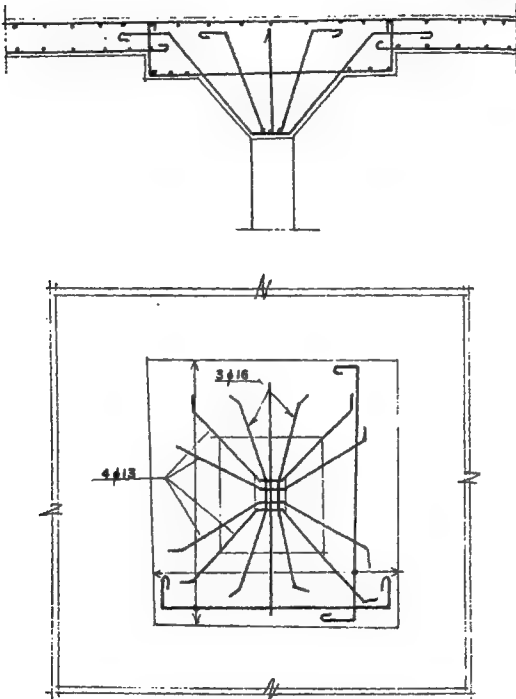
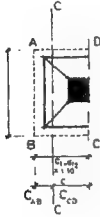


Fig. 6-14 Details of Rft. of drop panel and column head

ملاحظة هامة رقم (١)

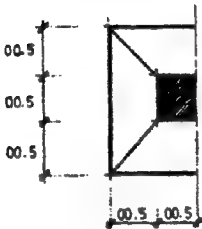
إن انتقال عزم الانحناء السالب في مثالنا المحلول هذا وتأثيره على إجهاد القص الاختراق سوف يكون حرجاً عند العمود الخارجى وذلك نتيجة الأسباب الثلاثة التالية:



١- الحمل الحى = ٥٠٠ كجم/م^٢

٢- لا توجد كمره طرفية عمقها أكبر من (٣) (٤) ثلاثة أبعاد سمك البلاطة المسطحة.

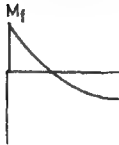
٣- لا توجد بلاطة كابولية بطول أكبر من ٤/١ طول بحر الباكية الخارجية للبلاطة المسطحة.



لذلك فيجب علينا فحص Check اجهاد الخترق مرة أخرى بإضافة تأثير انتقال العزم السالب للعمود الخارجى وذلك كما يلى:

١- العمود الخارجى فى الاتجاه الطويل ولكل من شريحة العمود وشريحة الوسط ومن الشكل (٦-٨، أ، ب) سيكون لدينا ما يأتى:

ابعاد العمود الخارجى نفترضها = ٥٠ × ٥٠ سم



سم

$$c_1 = 1.00 \text{ ms} \quad \& \quad d = 22 - 2 = 20$$

$$c_2 = 1.50 \text{ ms}$$

$$\gamma_f = \frac{1}{[1 + \sqrt[3]{(1 + 0.2) / (1.5 + 0.2)}]} = 0.641$$

$$\gamma_q = 1 - \gamma_f = 1 - 0.641 \approx 0.36$$

$$C_{AB} = \frac{(c_1 + 0.5d)^2}{(c_2 + d) + 2(c_1 + 0.5d)} = \frac{(1.10)^2}{(1.7) + (2(1.10))} = 0.31$$

$$C_{CD} = c_1 + d/2 - C_{AB} = 1.10 - 0.31 = 0.79$$

$$j_{cy} = d(c_2 + d) C_{AB}^2 + \frac{2}{3} d C_{CD}^3 + \frac{2}{3} d C_{AB}^3 + \frac{(c_1 + 0.5d)d^3}{6} C.E. (6-24)$$

$$\begin{aligned} &= 0.2 (1.2) (0.31)^2 + \frac{2}{3} (0.2) (0.79)^3 + \frac{2}{3} (0.2) (0.31)^3 + \frac{1.1 \times 0.2^3}{6} \\ &= 0.023 + 0.066 + 0.00397 + 0.00147 = 0.0944 \end{aligned}$$

$$q_y = My \gamma_{qv} C_{AB} / j_{cy} = 15.54 \times 0.36 \times 0.31 / 0.0944 = 18.36 \text{ t/m}^2 = 1.836 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{so } q_{\text{total}} = \frac{Q}{d \Sigma b_o} + q_y$$

$$Q = 1.15 \times 3.5 \times 6 = 24.15 \text{ tons.}$$

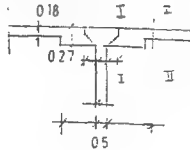
$$d \Sigma b_o = 0.2 [2 \times 1.1 + 1.70] = 0.78$$

$$\text{so } q_{\text{punch tot.}} = \frac{24.15}{0.78} + 18.36$$

$$= 30.69 + 18.36$$

$$= 49.32 \text{ t/m}^2 = 4.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K. Safe}$$



ملاحظة هامة رقم (٢):

إذا قام المصمم باستخدام باكية سقوط في الحل بدلاً من استخدام تاج العمود

في مقاومة القص والاختراق فإننا سوف نتبع الخطوات التالية في الحل.

$$\text{Minimum } t_s = \frac{L_{av}}{36} = \frac{(6+7)/2}{36} = 0.18 \text{ ms}$$

Take thickness of slab = 18.0 cms → Minimum

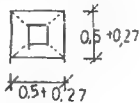
depth of drop = $(1/2) \times 18 = 9 \text{ cms} \rightarrow$

Maximum t_{drop} recommended by E.C.O.P. 1995

i.e. $t_{\text{total}} = 27.0 \text{ cms}$

take width of drop panel

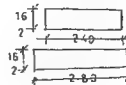
$$B_1 = 0.4 \times 7 = 2.8 \text{ m}^2$$



AT SECTION I-I

$$B_2 = 0.4 \times 6 = 2.4 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{punch}} &= 1.15 [7 \times 6 - (0.5 + 0.27)^2] \\ &= 47.62 \text{ tons} \end{aligned}$$



$$q_p = \frac{4762 \times 1000}{4 \times 77 \times 25} = 6.18 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2$$

AT SECTION II-II

$$Q_{\text{punch}} = 1.15 [7 \times 6 - 2.58 \times 2.98] = 39.46 \text{ tons}$$

$$q_p = \frac{39.46 \times 1000}{2 \times 16 \times 258 + 2 \times 16 \times 298} = 2.218 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K}$$

عندما يقوم المصمم بحساب عزوم الانحناء على شرائح الأعمدة وشرائح الوسط كل من الاتجاه القصير فيجب عليه أن يتبع نفس الطريقة السابق شرحها ولكن في هذه الحالة سوف نأخذ عرض شريحة العمود = ٠,٤ × بدلاً من ٠,٥ (حيث ل طول البحر المتعامد على الاتجاه المعتبر). ولذلك سوف ننقص عزوم انحناء شريحة العمود وسوف يصبح عرض شريحة الوسط = ٠,٦ بدلاً من ٠,٥ لذلك سوف نقوم بزيادة عزوم الانحناء لشريحة الوسط بواسطة معامل $1.20 = \frac{0.6}{0.5}$

(لشريحة وسط بدون وجود باكية سقوط M^{+ve}) $i.e.B.M.+ve = 1.2 \times$
 لشريحة وسط باكية سقوط وبقية عزم الانحناء من مجموع عزوم كل من شريحة الوسط وشريحة العمود سوف يقاوم بواسطة شريحة العمود بإتباع الطريقة التالية:
 (العزوم لشريحة عمود بوجود باكية سقوط = عزم شريحة العمود بدون باكية سقوط + عزم شريحة وسط بدون باكية سقوط - عزم شريحة وسط بوجود باكية سقوط (بعد الزيادة) .

$$= (M.C.S + M.F.S) - \frac{L-s}{0.5L} \times M.F.S$$

حيث S = عرض باكية السقوط.

ويمكن توضيح مثالنا العددي السابق حله كالآتي في الجداول التالية جدول الاتجاه الطويل Long Dir talbe.

Long Dirⁿ Table:

| Strip | Exterior Panel | | Interior panel | |
|--------|----------------|--------------|----------------|--------------|
| | -ve M_{mt} | +ve M_{mt} | -ve M_{mt} | +ve M_{mt} |
| Column | 12.42 | 9.32 | 13.95 | 7.74 |
| Field | 3.12 | 6.21 | 4.65 | 4.65 |
| Total | 15.54 | 15.53 | 18.6 | 12.39 |

Correction Table (drop case)

| Strip | Exterior Panel | | Interior panel | |
|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | -ve M_{mt} | +ve M_{mt} | -ve M_{mt} | +ve M_{mt} |
| Total | 15.54 | 15.53 | 18.6 | 12.39 |
| Fld/3.6m | $1.2 \times 3.12 = 3.47$ | $1.2 \times 6.21 = 7.45$ | $1.2 \times 4.65 = 5.58$ | $1.2 \times 4.65 = 5.58$ |
| Fld/m' | 1.04 | 2.07 | 1.55 | 1.55 |
| Col/2.4m | 11.8 | 8.08 | 13.02 | 6.81 |
| Col/m' | 4.92 | 3.37 | 5.43 | 2.48 |

نفس الطريقة السابقة يمكن إتباعها لحساب العزوم في الاتجاه القصير.

سمك القطاع اللازم مقاومة العزوم السالبة = ٢٧ سم

سمك القطاع اللازم لمقاومة العزوم الموجبة = ١٨ سم

ملاحظة هامة رقم (٣):

إذا استخدمنا كمرة طرفية فسوف ننتج الخطوات التالية في الحل:

١- إذا كانت الكمرة بعمق أكبر من ٣ أمثال سمك اللبلاطة المسطحة $22 \times 3 > i.e.t =$

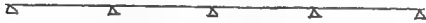
70 cm سوف تكون للكمرة للطرفية في هذه الحالة مؤثرة في التصميم.

٢- في هذه الحالة يكون عزم الانحناء في نصف شريحة العمود المجاورة للكمرة

الطرفية يساوى ٠,٢٥ القيم المحسوبة لشريحة عمود كاملة في الجدول السابق.

٣- هذه الكمرة الطرفية سوف تحمل وزنها الذاتي + وزن الحوائط المبانى

المحملة عليها + ¼ حمل الباكية الكلى.



Load on beam of Span = 7.00 ms

Own wt. (25×70 cms) = $0.25 \times 0.5 \times 2.5 = 0.31$ t/m

Wall load = $(0.25 \times 1.2 + 0.05) \times 2.7 = 0.95$ t/m

Slab load (1/4 total) = $\frac{1}{4} \times \frac{7 \times 6}{7} \times (0.2 \times 2.5 + 0.5 + 0.15) = 1.73$ t/m

$W_{total} = 2.99 \approx 3$ t/m

$M = \frac{3 \times 7^2}{10} = 14.70$ m.t.

$$d = 0.28 \sqrt{\left[\frac{14.7 \times 10^5}{25} \right]} = 67.9 \text{ cms} \rightarrow t = 70 \text{ cms}$$

$$A_s = \frac{14.7 \times 10^5}{1200 \times 67} = 18.28 \text{ cm}^2$$

choose 5 ϕ 22

Check For Shear:

$$Q_{\max} = 3 \times (7/2) \times 1.1 = 11.5 \text{ tons}$$

$$q_{\max} = \frac{11.5 \times 1000}{0.87 \times 25 \times 67} = 7.93 \text{ kg/cm}^2 > 7$$

choose 5 ϕ 8 /m stirrups; 3 ϕ 22 bent bars

تصميم الأعمدة :

كما سبق ذكره فإن الأعمدة الداخلية لها حالتين يتم تصميمها بناء على هاتين الحالتين.

١- حالة أقصى حمل رأسى يساوى مجموع الحمل الميت + الحمل الحى + أقل عزوم انحناء حول أى المحورين الرئيسيين للعمود $M =$

$$M = N_1 \times \frac{f}{10} \quad \text{حيث}$$

$$t = \text{سمك العمود}$$

أو الحالة الثانية:

٢- حالة أقصى حمل ميت + الحمل الحى حول جانب واحد من العمود وتحته

الاعتبار N_2 + أقصى عزوم انحناء يساوى ٥٠٪ من العزم السالب لشريحة

العمود المجاورة

$$+ \text{عزم إضافى } M = N \frac{f}{10} \quad (نوصية من المؤلف).$$

حالة الأعمدة الخارجية:

$$N = \max . D.L + L.L$$

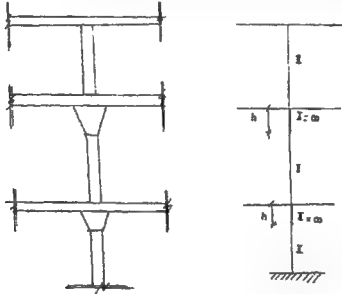
$$+ M_1 = 90\% \text{ of the } -ve \text{ B.M of column strip}$$

العزم على العمود = ٩٠٪ من العزم السالب على شريحة العمود المجاور

$$+ \text{عزم إضافي} = N \cdot \frac{l}{10} \quad (نوصية المؤلف).$$

ملاحظة

عندما يتعامل المصمم مع العمود ذو التاج فيجب عليه أن يفترض أن النهاية البعيدة مثبته fixed ويفترض أن عزم القصور الذاتي inertia لتاج العمود يكون لا نهائي infinity كما هو موضح بالشكل (٦-١٦-١).



شكل (٦-١٦-١)

مثال محلولة

صمم العمود الداخلي للعمود الخارجي في المثال السابق عند منسوب السدور

الثالث.

الحل:

العمود الداخلي (A).

Solution:

Interior Columns (A)

Number of floors carried by the column

$$= 6 - 3 = 3 \text{ floors}$$

$$\begin{aligned}
 N_1 &= 6 \times 7 \times 1.15 \times 3 + (0.25 \times 1.2 + 0.05) \times 2.7 \times (7 - 0.4) \times 3 + 0.4 \times 0.4 \times 2.7 \times 2.5 \times 3 \\
 &\quad \text{slab loads + wall-load + Own wt} \\
 &= 166.85 = 170 \text{ tons} \\
 N_2 &= \text{D.L. + L.L. from one side + wall load + own} \\
 &= 6 \times 7 \times 0.65 \times 3 + 6 \times 7 / 2 \times 0.5 \times 3 + 0.35 \times 2.7 \times 6.6 \times 3 \\
 &\quad + 0.4 \times 2.5 \times 2.7 \times 3 = 135.35 = 135 \text{ tons}
 \end{aligned}$$

PRELIMINARY DESIGN (TO GET APPROX. THICKNESS):

assume the column is axially loaded with

افترض أن العمود محمل مركزيا

$$\begin{aligned}
 F_{co} &= 40 \text{ kg/cm}^2 \\
 N &= A_c F_{co} (1 + n\mu) \quad \mu = 1\% \text{ \& } n = 15 \\
 170 &= A_c \times 40 \times 1.15 \\
 A_c &= 3695.65 \text{ cm}^2 \quad b \times t = 65 \times 65
 \end{aligned}$$

Case (1) Max N

$$\begin{aligned}
 N_1 &= 170 \text{ tons} \\
 M &= 170 \times (65/10) = 1105 \text{ cm.t.} = 11.05 \text{ m.t.} \\
 \frac{N}{f_c b t} &= \frac{170000}{60 \times 65 \times 65} = 0.67 \\
 e/t &= 0.1 \\
 \text{From curves page 199 Reference. 10} \\
 \mu &= 0.2 \% \\
 \mu &= \mu' = 0.2 \% \\
 \mu &= 0.4 \% = \text{Min \%} \\
 A_s &= 0.2 \times \frac{65 \times 65}{100} = 8.45 \text{ cm}^2 \\
 A_s &= A_s = 4 \phi 19 \text{ or } 5 \phi 16
 \end{aligned}$$

Case(2) Max. (M) & Min. (N)

$$\begin{aligned}
 N_1 &= 135 \text{ tons} \\
 M_1 &= 135 \times \frac{65}{10} = \frac{877.5}{100} = 8.78 \text{ m.t.}
 \end{aligned}$$

$$M_2 = \frac{50}{100} \times 5.93 \times 3 = 8.89 \text{ m.t.}$$

half panel width Fig. (6-10)

$$\Sigma M = 8.89 + 8.79 = 17.657 \text{ m.t.}$$

$$e = \frac{17.675}{135} = 0.131$$

$$e/t = \frac{0.131}{0.65} = 0.20 \quad \& \quad \frac{N}{f_c \cdot b \cdot t} = \frac{135000}{65 \times 65 \times 65} = 0.53$$

from the same Previous curve $\mu = \mu' = 0.2\%$ as before.

FOR EXTERIOR COLUMN: assume $b \times t = 55 \times 55$

$$N = 3 \times 1.15 \times 7 \times (6/2) + 0.35 \times 5 \times 16 \\ 2.7 \times (7-0.5) + 0.5 \times 0.5 \times 2.5 \times 2.7 \\ = 95.94 \rightarrow 95 \text{ tons}$$

$$M_1 = 0.9 \times 5.28 \times 3 = 14.26 \text{ m. t.}$$

$$M_2 = N \times (t/10) = 95 \times (0.55/10) \\ = 4.75$$

$$\Sigma M = 19.01 \text{ m.t.}$$

$$e = \frac{19.01}{95} = 0.20$$

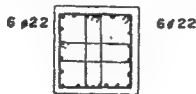
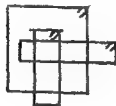
$$\frac{e}{t} = \frac{0.20}{0.55} = 0.308$$

$$\frac{N}{f_c b t} = \frac{95 \times 1000}{70 \times 55 \times 55} = 0.449$$

$$\mu = \mu' = 0.8\%$$

$$A_s = A_s' = \frac{0.8 \times 55 \times 55}{10} = 24.2 \text{ cm}^2$$

choose 6 ϕ 22



الطريقة الثانية لحل البلاطات المسطحة:

التحليل بطريقة الإطار: FRAME METHOD

عندما يكون المبنى لا يخضع للشروط المطلوبة في طريقة الحل الافتراضى Empirical method للكوند المصرى لعام ١٩٩٦ السابق شرحها فى الصفحات السابقة، فإن المبنى يمكن تقسيمه إلى العديد من الأطارات ويتم تحليله بواسطة طريقة توزيع العزوم moment Distribution أو بواسطة للكمبيوتر أو أى طريقة مناسبة للتحليل الإثنائى ثم نقوم بعد تحليله إثنائياً إلى توزيع العزوم النهائية بين شريحة العمود وشريحة الوسط طبقاً للجدول التالى:

- جدول توزيع العزوم بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط باعتبارها نسبة من العزم الكلى السالب أو العزم الكلى الموجب من تحليل الأطار

جدول (٤-٦) توزيع العزوم الحاتية بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط

(فى يوالى البلاطات المسطحة المصممة كإطارات مستمرة)

| توزيع العزوم الحاتية بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط كنسبة مئوية من عزوم الإنحاء الكلى السالبة أو الموجبة | | توزيع العزوم |
|--|--------------|--------------------------------|
| شريحة الوسط | شريحة العمود | |
| ٢٥ | ٧٥ | العزوم السالبة فى باكية داخلية |
| ٢٠ | ٨٠ | العزوم السالبة فى باكية خارجية |
| ٤٥ | ٥٥ | العزوم الموجبة |

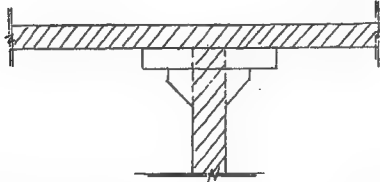
وعندما يؤخذ عرض شريحة العمود مساوى لشريحة باكية السقوط وتكون بالتالى شريحة الوسط أكبر من عرضها السابق شرحه، لذلك فإن التوزيع يجب أن يتم تصميمه لتأخذ شريحة الوسط جزء من العزوم أكبر يتناسب مع هذه الزيادة فى عرضها وتكون شريحة العمود تأخذ جزء أصغر من عزم الإنحاء فى هذه الحالة بشرط أن يظل العزم الكلى النهائى مجموعه ثابت كما هو مبين عالية.

خطوات التصميم:

١- يتم تقسيم المنشأ طولياً وعرضياً إلى سلسلة من الإطارات كل إطار يتكون من الأعمدة وشريحة من البلاطة المسطحة حيث عرض الشريحة (B) يكون المسافة من المحور إلى المحور للبواكي بالنسبة للأحمال الرأسية ويكون هذا العرض (B) يساوى نصف هذه المسافة من المحور للمحور عندما نأخذ فسى الاعتبار الأحمال الأفقية (الزلازل أو الرياح).

٢- فى التحليل الإنشائى للإطارات بواسطة طريقة توزيع العزوم فإن المشكلة الرئيسية تكون هى الكزازات النسبية للأعمدة مع البلاطات المسطحة خصوصاً فى حالة استخدام بواكى سقوط Drop Panels أو تيجان أعمدة Column Heads أو كل منهما.

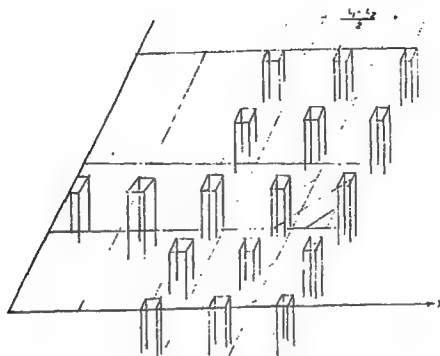
ويمكن للمصمم استخدام حل تقريبي لهذه المشكلة بإهمال هذا الاختلاف كما هو موضح بالشكل أسفله.



٣- إذا كان لدى المصمم جهاز كمبيوتر مجهز ببرنامج مناسب للإطارات الخرسانية ذات الكزازات المختلفة فيمكنه الحصول على حل مؤكد لهذه المشكلة بإدخال تخانات بواكى السقوط وتيجان الأعمدة فى الاعتبار وبهذا يكون الحل أكيد exact.

والأستاذ الدكتور محمد هلال (رحمه الله) يعلق على المشكلة السابقة كالتالى:

- " البلاطات والأعمدة عادة تكون بقطاعات مختلفة للعناصر والحل الإنشائي يمكن تبسيطه إذا اعتبرنا أن القيمة $1/EI$ تساوى الصفر للمنطقة من أول قاع تاج العمود حتى أعلى سطح البلاطة المسطحة عالية
- ٤- يجب عمل التقسيم السابق شرحه لكل من الإتجاهين الطويل والقصير للمنشأ، أى أننا نقوم بتحميل الحمل الكلى للسقف مرتين فى اتجاهين، هذا الحل يعطينا معامل أمان جيداً جداً لتغطية كافة الأخطاء المحتملة فى هذا المنشأ الحساس.
- ٥- إذا كان لديك حمل حى أكبر من ٤٠٠ كجم/م^٢ يجب عليك أن تقسوم بعمل حالات تحميل Case of loadings للحصول على أكبر عزوم انحناء محتملة
- ٦- يجب على المصمم فحص إجهاد الأخرق Punching Stresses كما سبق ذكره .
- ٧- يجب الالتزام بكل دقة بجميع نصوص الكود المصرى للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٦ من صفحة ١٣٠ إلى صفحة ١٤٥ والسابق ذكرها فى هذا الكتاب .

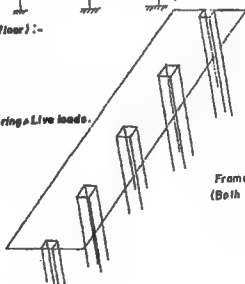


Statelical system typical floor):-

$$W_n = W \times \frac{L_1 + L_2}{2} \quad 1/m^2$$

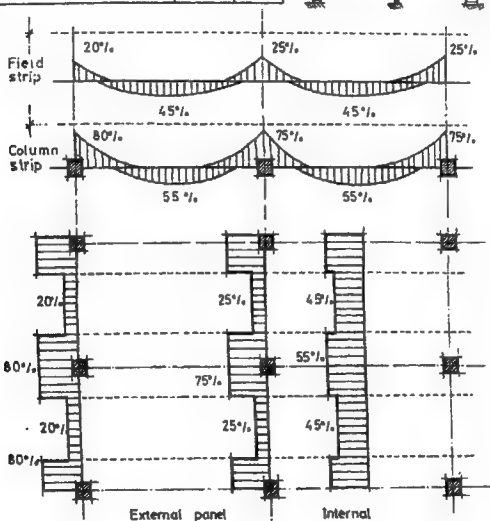
Where $W \rightarrow 1/m^2$

W = Own Wt. of slab + floorings + Live loads.



Frame strip
(Both dir X, Y)

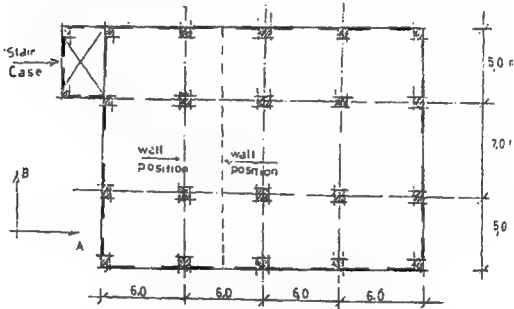
| Type of moment | | Column strip | Field strip |
|----------------|---------------|--------------|-------------|
| -ve moment | Internal span | 75% | 25% |
| | External span | 80% | 20% |
| +ve moment | | 55% | 45% |



مثال محلول

المطلوب تصميم سقف الدور المنكرر الموضح بالشكل (٦-١٨) باعتبار:
بلاطه مسطحة Flat slab قادرة على تحمل حمل حي = 600 كجم/م^2 وكذلك
حمل أرضيات = 150 كجم/م^2 .
أبعاد الأعمدة = $60 \times 60 \text{ سم}$.

مع العلم بأن إجهاد كسر مكعبات الخرسانة المسلحة للميز بعد ٢٨ يوماً
 $C_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$
ونوع وحديد التسليح حديد علب عادي $37/24$ وارتفاع الدور = $3,00$ متر



Loads : assume $t = \frac{7+6+5}{3} \times \frac{1}{32} = 0.187 \approx 0.2 \text{ m}^3$: الأحمال

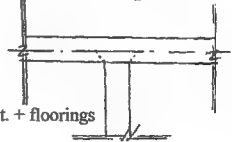
$$O.W_t = 0.2 \times 2.5 = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$L.L. = 0.6 \text{ t/m}^2$$

$$\text{flooring} = 0.15 \text{ t/m}^2$$

$$W_{max} = 1.25 \text{ t/m}^2$$

$$W_{min} = 0.65 \text{ t/m}^2 \rightarrow O.W_t + \text{floorings}$$



CHECK PUNCHING STRESS

فحص اجهاد الاختراق

$$Q = 1.25 \times \frac{7+5}{2} \times 6 = 45 \text{ tons}$$

$$A = 4 \times 20 \times (60+20) = 6400 \text{ cm}^2$$

$$q = \frac{45000}{6400} = 7.03 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K. } < 9 \text{ kgs/cm}^2$$

better choose $t = 22 \text{ cms}$

Why shall we use frame method? لماذا سوف نستخدم طريقة الإطارات

That is because $(7/5) = 1.4 > 1.2$ (condition of code method)

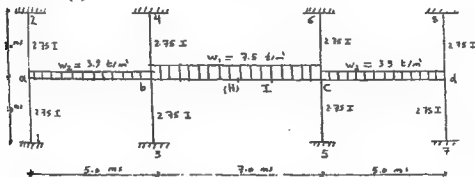
لان هذه النسبة لا تمتثلي شروط الكود المصرى السابق شرحها

ANALYSIS التحليل

FRAME DIRⁿ B

As $L.L. = 600 \text{ kg/m}^2 > 400 \text{ kg/m}^2$
we should make cases of loading

CASE (1)



CASE (a) Max +ve $M_{(B)}$

Breadth of frame $= (6/2) \times 2 = 6.0 \text{ m}^2$

$$W_1 = 1.25 \times 6 = 7.5 \text{ t/m}$$

$$W_2 = 0.65 \times 6 = 3.9 \text{ t/m}$$

RELATIVE INERTIA:

$$\text{Inertia of columns} = I_1 = \frac{0.6 \times 0.6^3}{12} = 0.011 \text{ m}^4$$

$$\text{Inertia of slabs} = I_2 = - \frac{0.2^3 \times 6}{12} = 0.004 \text{ m}^4$$

$$I_1 : I_2 = 0.011 : 0.004 = 2.75 : 1$$

DISTRIBUTION FACTORS:

JOINT a:

$$k_{ab} = \frac{I/5}{I/5 + \frac{2.75I}{3} + \frac{2.75I}{3}} = \frac{0.2}{0.2 + 0.917 + 0.917} = \frac{0.2}{2.03} = 0.1$$

$$k_{a-1} = k_{a-2} = 0.45$$

JOINT b:

$$K_{bc} = \frac{0.5 \times (I/7)}{0.5 \times (I/7) + 0.917I + (I/5)} = \frac{0.071}{2.11} = 0.034$$

Symmetry factor

$$K_{ba} = \frac{0.2}{2.11} = 0.095$$

$$k_{b-3} = k_{b-4} = 0.44$$

FIXED END MOMENTS:

عزوم التثبيت الطرفية

MEMBER ab (العنصر أ ب)

$$\text{F.E.M.}_{ab} = \frac{-3.9 \times 5^{-2}}{12} = -8.13 \text{ m.t.}$$

$$\text{F.E.M.}_{ba} = +8.13 \text{ m.t.}$$

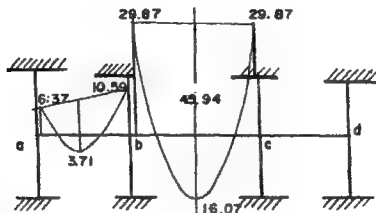
MEMBER bc: (العنصر ب جـ)

$$\text{F.E.M.}_{bc} = \frac{-7.5 \times 7^{-2}}{12} = -30.63 \text{ m.t.}$$

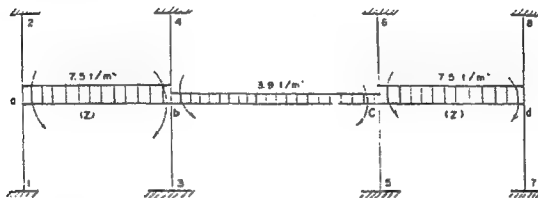
$$\text{F.E.M.}_{cb} = +30.63 \text{ m.t.}$$

Go to moment distribution
table

| Joint | 1 | 2 | a | | | b | | | | 3 | 4 |
|---------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|-------|
| Section | 1-a | 2-a | a-1 | a-b | a-2 | b-3 | b-a | b-c | b-4 | 3-b | 4-b |
| K | 0 | 0 | 0.45 | 0.1 | 0.45 | 0.44 | 0.095 | 0.034 | 0.44 | 0 | 0 |
| F.E.M | 0 | 0 | 0 | -8.13 | 0 | 0 | 8.13 | -30.63 | 0 | 0 | 0 |
| Bal.M | 0 | 0 | 3.66 | 0.813 | 3.66 | 9.90 | 2.14 | 0.77 | 9.90 | 0 | 0 |
| C.O.M. | 1.83 | 1.83 | 0 | 1.07 | 0 | 0 | 0.41 | 0 | 0 | 4.95 | 4.95 |
| Bal.M | 0 | 0 | -0.48 | -0.107 | -0.48 | -0.18 | -0.04 | -0.01 | -0.18 | 0 | 0 |
| C.O.M | -0.24 | -0.24 | 0 | -0.02 | 0 | 0 | -0.055 | 0 | 0 | -0.09 | -0.09 |
| Bal.M | 0 | 0 | 0.01 | 0 | 0.010 | 0.027 | 0 | 0 | 0.027 | 0 | 0 |
| Final M | 1.59 | 1.39 | 3.19 | -6.37 | 3.19 | 9.75 | 10.59 | -29.97 | 9.75 | 4.86 | 4.86 |



CASE (2)



FIXED END MOMENTS: case (b) max +ve. M(7)

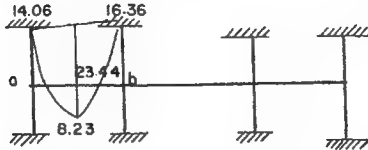
$$F.E.M._{ba} = \frac{+7.5 \times 5^2}{12} = +15.63 \text{ m.t.}$$

$$F.E.M._{ab} = -15.63 \text{ m.t.}$$

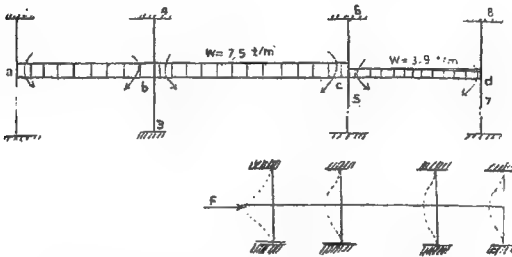
$$F.E.M._{bc} = \frac{-3.9 \times 7^2}{12} = 15.92 \text{ m.t.}$$

$$F.E.M._{cb} = 15.92$$

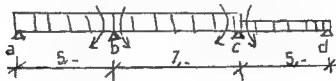
| Joint | 1 | 2 | a | | | b | | | | 3 | 4 |
|---------|-----|-----|------|--------|------|-------|--------|--------|-------|-------|-------|
| Section | 1-a | 2-a | a-1 | a-b | a-2 | b-3 | b-a | b-c | b-4 | 3-b | 4-b |
| K | 0 | 0 | 0.45 | 0.1 | 0.45 | 0.44 | 0.095 | 0.034 | 0.44 | 0 | 0 |
| F.E.M | 0 | 0 | 0 | -15.63 | 0 | 0 | 15.63 | -15.92 | 0 | 0 | 0 |
| Bal.M | 0 | 0 | 7.03 | 1.56 | 7.03 | 0.13 | 0.027 | 0 | 0.13 | 0 | 0 |
| C.O.M. | 3.5 | 3.5 | 0 | 0.014 | 0 | 0 | 0.78 | 0 | 0 | 4.95 | 0.065 |
| Bal.M | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | -0.34 | -0.075 | 0 | 0.34 | 0 | 0 |
| C.O.M | | | | | | | | | | | |
| Bal.M | | | | | | | | | | | |
| Final M | 3.5 | 3.5 | 7.03 | 14.056 | 7.03 | -0.21 | 16.36 | -15.92 | -0.21 | 0.065 | 0.065 |



CASE (3)



هذه الحالة تدرس للحصول على أقصى عزم سالب عند الوصلة b خصوصاً عند القطاع (ba) والقطاع (bc) ولكن إذا درست هذه الحالة على أنها إطار كما هو موضح بالشكل (٦-١٩) سوف تتوصل مع مسألة إطار ذو درجة واحدة من الأزرحة العرضية ولتقادي هذه المشكلة يمكنك عمل حل تقريبي على أنها كمر مستمرة



$$F.E.M._{ba} = \frac{-7.5 \times 5^2}{8} = -23.4 \text{ m.t.}$$

$$F.E.M._{bc} = \frac{-7.5 \times 7^2}{12} = -30.63 \text{ m.t.}$$

$$F.E.M._{cb} = +30.63 \text{ m.t.}$$

$$F.E.M._{bc} = \frac{-3.9 \times 5^2}{8} = -12.19 \text{ m.t.}$$

$$K_{ab} = \frac{0.75 \times (1/5)}{0.75 \times (1/5) + (1/7)} = \frac{0.15}{0.15 + 0.143} = 0.5$$

$$K_{bc} = 0.5$$

| Joint | a | | b | | c | d |
|---------|-----|-------|--------|-------|--------|-----|
| Section | a-b | b-a | b-c | c-b | c-d | d-c |
| K | 0 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0 |
| F.E.M | 0 | 23.40 | 30.63 | 30.63 | -12.19 | 0 |
| Bal.M | 0 | 3.62 | 3.62 | 9.22 | 9.22 | 0 |
| C.O.M. | 0 | 0 | -4.61 | 1.81 | 0 | 0 |
| Bal.M | 0 | 02.31 | 2.31 | -0.9 | -0.9 | 0 |
| Final M | 0 | 29.33 | -29.31 | 22.32 | -22.32 | 0 |

FINAL RESULTS:

$$M_{\max_1}^{+ve} = + 8.23 \text{ m.t.}$$

$$M_{\max_2}^{+ve} = + 16.07 \text{ m.t.}$$

$$M_{\max_1}^{-ve} = -29.33 \text{ m.t.}$$



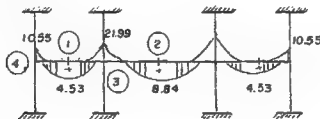
DESIGN OF INTERIOR COLUMN STRIP:

$$M_3^{-ve} = 0.75 \times (-29.33) = - 21.99 \text{ m.t}$$

$$M_4^{-ve} = 0.75 \times (-1406) = - 10.55 \text{ m.t.} \quad \text{case (2)}$$

$$M_1^{+ve} = 0.55 \times 8.23 = + 4.53 \text{ m.t.}$$

$$M_2^{+ve} = 0.55 \times 16.07 = + 8.84 \text{ m.t.}$$



$$B \text{ of strip} = (6/4) \times 2 = 3.00 \text{ ms}$$

$$\text{Max } M/m' = \frac{21.9}{3} = 7.33 \text{ m.t/m}$$

$$M_{\text{max. at face of column}} = 7.0 \text{ m.t/m}$$

$$\text{for } C_{\text{con}} = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c = 75 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_1 = 0.265 \quad K_2 = 1192$$

$$d = 0.265 \sqrt{\frac{7 \times 100000}{100}} = 22.17$$

$$\text{Take } t = 24 \text{ cms}$$

$$A_{s3} = \frac{7 \times 10^5}{1200 \times 22} = 26.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choose } 10 \phi 19 / \text{m}$$

$$A_{s4} = \frac{10 \times 10^5}{1200 \times 22} = 12.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Choose } 7 \phi 16 / \text{m}$$

$$A_{s1} = \frac{4.53 \times 10^5}{1250 \times 22 \times 3} = 5.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.2 \times 22 = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choose } 5 \phi 13 / \text{m}$$

$$A_{s2} = \frac{8.84 \times 10^5}{1250 \times 22 \times 3} = 10.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choose } 9 \phi 13 / \text{m}$$

DESIGN OF INTERIOR FIELD STRIP:

$$M_3^{-ve} = 0.25 \times (-29.33) = -7.3 \text{ m.t}$$

$$M_4^{-ve} = 0.25 \times (-1406) = -3.5 \text{ m.t.}$$

$$M_1^{+ve} = 0.45 \times 8.23 = +3.7 \text{ m.t.}$$

$$M_2^{+ve} = 0.45 \times 16.07 = +7.23 \text{ m.t.}$$

$$t = 24 \text{ cms} \quad B = 3.00 \text{ m}^2$$

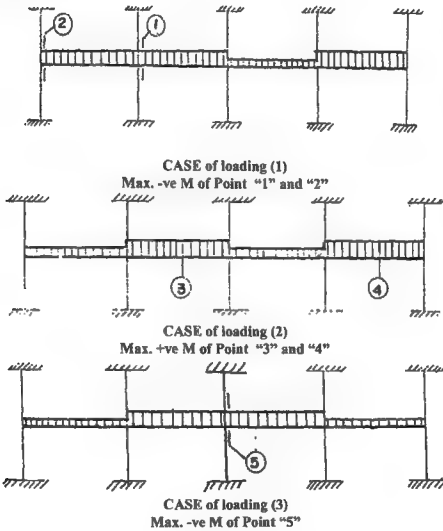
$$A_{s1} = \frac{3.78 \times 10^5}{1200 \times 22 \times 3} = 4.48 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Choose } 5 \phi 13 / \text{m}$$

$$A_{s2} = \frac{7.23 \times 10^5}{1200 \times 22 \times 3} = 8.8 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Choose } 5 \phi 16 / \text{m}$$

$$As_3 = \frac{7.3 \times 10^5}{1200 \times 22 \times 3} = 8.85 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Choose } 5 \phi 16 / \text{m}$$

$$As_4 = \frac{3.5 \times 10^5}{1200 \times 22 \times 3} = 4.24 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Choose } 5 \phi 13 / \text{m}$$

SHORT DIRⁿ FRAME:



ويمكننا الاستمرار في حل جميع شرائح الأعمدة وشرائح الوسط الداخلية والخارجية باتباع نفس الطريقة السابق شرحها

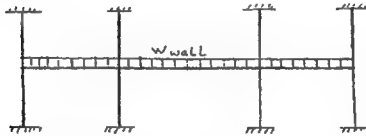
حالة خاصة رقم (١) :

إذا كان لديك حمل خطى Line Load نتيجة حائط فى الموضع (١) كما هو موضح بالشكل (٦-١٨) فيمكنك اتباع نفس الخطوات السابق شرحها فى المثال السابق ثم تقوم بحل إطار شريحة العمود لحمل هذا الحائط بالإضافة إلى العزوم الناتجة من الأحمال الحية والميتة السابق حسابها

مثال

$$\text{إذا كان لديك حمل حائط ذو سمك } 20 \text{ سم وكثافة } 1,2 \text{ طن/م}^3 \\ \therefore w = (0,25 \times 1,2 + 0,05) = 0,35 \text{ t/m}^2$$

بياض



$$w t/m' = 0,35 \times 3 = 1,05 \text{ t/m'}$$

كما لاحظت فإن حمل الحائط الخطى فى الموضع (١) سوف يتم تحميله على إطار شريحة العمود فقط.

حالة خاصة رقم (٢)

إذا كان لديك حمل خطى نتيجة حائط فى الموضع (٢) كما هو موضح بالشكل (٦-١٨) فإن هذا الحمل الخطى سوف يتم تحميله على إطار شريحة الوسط فقط بالإضافة إلى العزوم الناتجة عليها من وزنها والأرضيات والأحمال الحية على إطار شريحة الوسط كما هو مذكور سابقاً.

دراسات خاصة جيدة

الدراسة رقم (١)

باستخدام الجداول الموجودة فى المراجع المشهورة مثال:

"Handbook of frame constants beam factors and moment coefficients for members of variable Section"

هذا المرجع يعطينا المعاملات الآتية:

1- Carry Over factors

2- Stiffness factors

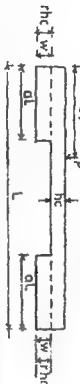
المطلوب لحل أى عناصر ذات عزوم قصور ذاتى مختلفة Inertia variable وفى كتابنا هذا سوف ننقل لكم أهم الجداول المطلوبة لحل البلاطات المسطحة ذات بواكى السقوط وتيجان الأعمدة أو كل منهما كمثال لهذه الجداول فى المرجع السابق ذكره.

يمكنك أيضا أن تقرأ مثال محلول كتطبيق عملى لهذه الجداول فى كتاب المؤلف الثالث التصميم الإنشائى للكمرة الخرسانية المسلحة" طبقا للكوود المصرى لعام ١٩٩٦، حيث تم استخدام هذه الجداول لحل كمرة مستمرة ذات عزوم قصور ذاتى مختلف.

Notes: 1. All empty zero. Figures are negative & all figures less than one are positive. 2. All fluid - and maximum coefficients are negative except where plus sign is shown.

| <div> </div> | Height Above Baseline | Carry over Moment | Sullage Moment | <div> Unit load S.E.M. </div> | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 | 42 | 43 | 44 | 45 | 46 | 47 | 48 | 49 | 50 | 51 | 52 | 53 | 54 | 55 | 56 | 57 | 58 | 59 | 60 | 61 | 62 | 63 | 64 | 65 | 66 | 67 | 68 | 69 | 70 | 71 | 72 | 73 | 74 | 75 | 76 | 77 | 78 | 79 | 80 | 81 | 82 | 83 | 84 | 85 | 86 | 87 | 88 | 89 | 90 | 91 | 92 | 93 | 94 | 95 | 96 | 97 | 98 | 99 | 100 | 101 | 102 | 103 | 104 | 105 | 106 | 107 | 108 | 109 | 110 | 111 | 112 | 113 | 114 | 115 | 116 | 117 | 118 | 119 | 120 | 121 | 122 | 123 | 124 | 125 | 126 | 127 | 128 | 129 | 130 | 131 | 132 | 133 | 134 | 135 | 136 | 137 | 138 | 139 | 140 | 141 | 142 | 143 | 144 | 145 | 146 | 147 | 148 | 149 | 150 | 151 | 152 | 153 | 154 | 155 | 156 | 157 | 158 | 159 | 160 | 161 | 162 | 163 | 164 | 165 | 166 | 167 | 168 | 169 | 170 | 171 | 172 | 173 | 174 | 175 | 176 | 177 | 178 | 179 | 180 | 181 | 182 | 183 | 184 | 185 | 186 | 187 | 188 | 189 | 190 | 191 | 192 | 193 | 194 | 195 | 196 | 197 | 198 | 199 | 200 | 201 | 202 | 203 | 204 | 205 | 206 | 207 | 208 | 209 | 210 | 211 | 212 | 213 | 214 | 215 | 216 | 217 | 218 | 219 | 220 | 221 | 222 | 223 | 224 | 225 | 226 | 227 | 228 | 229 | 230 | 231 | 232 | 233 | 234 | 235 | 236 | 237 | 238 | 239 | 240 | 241 | 242 | 243 | 244 | 245 | 246 | 247 | 248 | 249 | 250 | 251 | 252 | 253 | 254 | 255 | 256 | 257 | 258 | 259 | 260 | 261 | 262 | 263 | 264 | 265 | 266 | 267 | 268 | 269 | 270 | 271 | 272 | 273 | 274 | 275 | 276 | 277 | 278 | 279 | 280 | 281 | 282 | 283 | 284 | 285 | 286 | 287 | 288 | 289 | 290 | 291 | 292 | 293 | 294 | 295 | 296 | 297 | 298 | 299 | 300 | 301 | 302 | 303 | 304 | 305 | 306 | 307 | 308 | 309 | 310 | 311 | 312 | 313 | 314 | 315 | 316 | 317 | 318 | 319 | 320 | 321 | 322 | 323 | 324 | 325 | 326 | 327 | 328 | 329 | 330 | 331 | 332 | 333 | 334 | 335 | 336 | 337 | 338 | 339 | 340 | 341 | 342 | 343 | 344 | 345 | 346 | 347 | 348 | 349 | 350 | 351 | 352 | 353 | 354 | 355 | 356 | 357 | 358 | 359 | 360 | 361 | 362 | 363 | 364 | 365 | 366 | 367 | 368 | 369 | 370 | 371 | 372 | 373 | 374 | 375 | 376 | 377 | 378 | 379 | 380 | 381 | 382 | 383 | 384 | 385 | 386 | 387 | 388 | 389 | 390 | 391 | 392 | 393 | 394 | 395 | 396 | 397 | 398 | 399 | 400 | 401 | 402 | 403 | 404 | 405 | 406 | 407 | 408 | 409 | 410 | 411 | 412 | 413 | 414 | 415 | 416 | 417 | 418 | 419 | 420 | 421 | 422 | 423 | 424 | 425 | 426 | 427 | 428 | 429 | 430 | 431 | 432 | 433 | 434 | 435 | 436 | 437 | 438 | 439 | 440 | 441 | 442 | 443 | 444 | 445 | 446 | 447 | 448 | 449 | 450 | 451 | 452 | 453 | 454 | 455 | 456 | 457 | 458 | 459 | 460 | 461 | 462 | 463 | 464 | 465 | 466 | 467 | 468 | 469 | 470 | 471 | 472 | 473 | 474 | 475 | 476 | 477 | 478 | 479 | 480 | 481 | 482 | 483 | 484 | 485 | 486 | 487 | 488 | 489 | 490 | 491 | 492 | 493 | 494 | 495 | 496 | 497 | 498 | 499 | 500 | 501 | 502 | 503 | 504 | 505 | 506 | 507 | 508 | 509 | 510 | 511 | 512 | 513 | 514 | 515 | 516 | 517 | 518 | 519 | 520 | 521 | 522 | 523 | 524 | 525 | 526 | 527 | 528 | 529 | 530 | 531 | 532 | 533 | 534 | 535 | 536 | 537 | 538 | 539 | 540 | 541 | 542 | 543 | 544 | 545 | 546 | 547 | 548 | 549 | 550 | 551 | 552 | 553 | 554 | 555 | 556 | 557 | 558 | 559 | 560 | 561 | 562 | 563 | 564 | 565 | 566 | 567 | 568 | 569 | 570 | 571 | 572 | 573 | 574 | 575 | 576 | 577 | 578 | 579 | 580 | 581 | 582 | 583 | 584 | 585 | 586 | 587 | 588 | 589 | 590 | 591 | 592 | 593 | 594 | 595 | 596 | 597 | 598 | 599 | 600 | 601 | 602 | 603 | 604 | 605 | 606 | 607 | 608 | 609 | 610 | 611 | 612 | 613 | 614 | 615 | 616 | 617 | 618 | 619 | 620 | 621 | 622 | 623 | 624 | 625 | 626 | 627 | 628 | 629 | 630 | 631 | 632 | 633 | 634 | 635 | 636 | 637 | 638 | 639 | 640 | 641 | 642 | 643 | 644 | 645 | 646 | 647 | 648 | 649 | 650 | 651 | 652 | 653 | 654 | 655 | 656 | 657 | 658 | 659 | 660 | 661 | 662 | 663 | 664 | 665 | 666 | 667 | 668 | 669 | 670 | 671 | 672 | 673 | 674 | 675 | 676 | 677 | 678 | 679 | 680 |
|--------------|-----------------------|-------------------|----------------|--|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
|--------------|-----------------------|-------------------|----------------|--|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|

Table Prismatic Haunch in Both Ends



Note: all carry-over factors and fixed end movement coefficients are negative and all stiffness factors are positive.

| a | T | Conf-over factors | Stiffness factors | Unit load | | Concentrated load F/E.M. = COEF. x P. | | | | | | | | | | | | Search range both directions |
|-----|-----|-------------------|-------------------|------------------|-----------|---------------------------------------|--------|--------|--------|--------|------------------|-----------|--------|--------|--------|--|--|------------------------------|
| | | | | F/E.M. cool x vL | MAB = MBA | b | | | | | | c | | | | | | |
| | | | | | | 0.1 | 0.3 | 0.5 | 0.7 | 0.9 | F/E.M. cool x vL | MAB = MBA | | | | | | |
| 0.1 | 0.4 | 0.580 | 5.49 | 0.0921 | 0.0905 | 0.1727 | 0.0090 | 0.1386 | 0.1306 | 0.0606 | 0.1727 | 0.0093 | 0.0905 | 0.0099 | 0.0905 | | | |
| | 0.6 | 0.620 | 5.49 | 0.0921 | 0.0905 | 0.1727 | 0.0090 | 0.1386 | 0.1306 | 0.0606 | 0.1727 | 0.0093 | 0.0905 | 0.0099 | 0.0905 | | | |
| | 1.0 | 0.620 | 5.49 | 0.0921 | 0.0905 | 0.1727 | 0.0090 | 0.1386 | 0.1306 | 0.0606 | 0.1727 | 0.0093 | 0.0905 | 0.0099 | 0.0905 | | | |
| | 1.5 | 0.620 | 5.49 | 0.0921 | 0.0905 | 0.1727 | 0.0090 | 0.1386 | 0.1306 | 0.0606 | 0.1727 | 0.0093 | 0.0905 | 0.0099 | 0.0905 | | | |
| | 2.0 | 0.640 | 6.90 | 0.0976 | 0.0980 | 0.1918 | 0.0098 | 0.1489 | 0.1400 | 0.0511 | 0.1918 | 0.0093 | 0.0980 | 0.0099 | 0.0980 | | | |
| 0.2 | 0.4 | 0.620 | 7.32 | 0.1007 | 0.0970 | 0.1852 | 0.0093 | 0.1505 | 0.1535 | 0.0623 | 0.1852 | 0.0097 | 0.0970 | 0.0187 | 0.0970 | | | |
| | 0.6 | 0.620 | 8.80 | 0.1007 | 0.0970 | 0.1852 | 0.0093 | 0.1505 | 0.1535 | 0.0623 | 0.1852 | 0.0097 | 0.0970 | 0.0191 | 0.0970 | | | |
| | 1.0 | 0.720 | 12.09 | 0.1049 | 0.1003 | 0.2193 | 0.0099 | 0.1634 | 0.1639 | 0.0649 | 0.2193 | 0.0099 | 0.1003 | 0.0195 | 0.1003 | | | |
| | 1.5 | 0.720 | 12.87 | 0.1073 | 0.1029 | 0.2338 | 0.0100 | 0.1690 | 0.1699 | 0.0670 | 0.2338 | 0.0100 | 0.1029 | 0.0197 | 0.1029 | | | |
| | 2.0 | 0.760 | 13.87 | 0.1084 | 0.1018 | 0.2410 | 0.0102 | 0.1769 | 0.1730 | 0.0680 | 0.2410 | 0.0102 | 0.1018 | 0.0198 | 0.1018 | | | |
| 0.3 | 0.4 | 0.640 | 9.07 | 0.0977 | 0.0945 | 0.1765 | 0.0097 | 0.1538 | 0.1538 | 0.0707 | 0.1765 | 0.0097 | 0.0945 | 0.0197 | 0.0945 | | | |
| | 0.6 | 0.690 | 12.05 | 0.1027 | 0.1005 | 0.1898 | 0.0100 | 0.1605 | 0.1605 | 0.0720 | 0.1898 | 0.0100 | 0.1005 | 0.0200 | 0.1005 | | | |
| | 1.0 | 0.770 | 16.68 | 0.1091 | 0.1080 | 0.2136 | 0.0106 | 0.1736 | 0.1736 | 0.0767 | 0.2136 | 0.0106 | 0.1080 | 0.0206 | 0.1080 | | | |
| | 1.5 | 0.820 | 26.49 | 0.1132 | 0.10920 | 0.2276 | 0.0113 | 0.1805 | 0.1807 | 0.0827 | 0.2276 | 0.0113 | 0.1092 | 0.0215 | 0.1092 | | | |
| | 2.0 | 0.855 | 32.77 | 0.1153 | 0.1093 | 0.2355 | 0.0116 | 0.1934 | 0.1894 | 0.0841 | 0.2355 | 0.0116 | 0.1093 | 0.0216 | 0.1093 | | | |
| 0.4 | 0.4 | 0.590 | 10.15 | 0.0907 | 0.0873 | 0.1610 | 0.0097 | 0.1463 | 0.1463 | 0.0772 | 0.1610 | 0.0097 | 0.0873 | 0.0181 | 0.0873 | | | |
| | 0.6 | 0.630 | 14.52 | 0.0907 | 0.0883 | 0.1610 | 0.0097 | 0.1463 | 0.1463 | 0.0772 | 0.1610 | 0.0097 | 0.0873 | 0.0186 | 0.0873 | | | |
| | 1.0 | 0.744 | 26.05 | 0.1067 | 0.1061 | 0.1790 | 0.0103 | 0.1790 | 0.1833 | 0.0881 | 0.1790 | 0.0103 | 0.1061 | 0.0207 | 0.1061 | | | |
| | 1.5 | 0.827 | 45.05 | 0.1131 | 0.1087 | 0.2013 | 0.0113 | 0.1919 | 0.1919 | 0.0922 | 0.2013 | 0.0113 | 0.1087 | 0.0211 | 0.1087 | | | |
| | 2.0 | 0.878 | 71.41 | 0.1169 | 0.1086 | 0.2013 | 0.0116 | 0.2089 | 0.2089 | 0.0922 | 0.2089 | 0.0116 | 0.1086 | 0.0216 | 0.1086 | | | |
| 0.5 | 0.4 | 0.500 | 4.00 | 0.0833 | 0.0810 | 0.1470 | 0.0090 | 0.1250 | 0.1250 | 0.0630 | 0.1470 | 0.0090 | 0.0810 | 0.0083 | 0.0810 | | | |

TABLE 58. Prismatic Member Having $l \propto$ at Both Ends

Note:
all carry-over factors and fixed end
moment coefficients are negative and all
stiffness factors are positive.

| a | Carry-over factors | Stiffness factors | Unit, load F.E.M. = coef. x WL | Concentrated load F.E.M. = Coef. x PL | | | | | | | | | |
|------|-----------------------|----------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | | | b | | | | | | | | | |
| | | | | 0.1 | | 0.2 | | 0.3 | | 0.4 | | 0.5 | |
| C | K | M | M _{AB} | M _{BA} | M _{AB} | M _{BA} | M _{AB} | M _{BA} | M _{AB} | M _{BA} | M _{AB} | M _{BA} | M _{BA} |
| 0.05 | 0.575 | 5.23 | 0.0913 | 0.0940 | 0.0080 | 0.1505 | 0.0245 | 0.1711 | 0.0395 | 0.1640 | 0.0999 | 0.1305 | 0.1305 |
| 0.10 | 0.548 | 7.11 | 0.0918 | 0.0900 | 0.0080 | 0.1473 | 0.0245 | 0.1684 | 0.0392 | 0.1616 | 0.1019 | 0.1300 | 0.1300 |
| 0.15 | 0.521 | 10.11 | 0.0924 | 0.1000 | 0.0000 | 0.1409 | 0.0245 | 0.1649 | 0.0431 | 0.2095 | 0.1013 | 0.1255 | 0.1255 |
| 0.20 | 0.786 | 15.56 | 0.1108 | 0.1000 | 0.0000 | 0.2000 | 0.0000 | 0.2646 | 0.0286 | 0.2369 | 0.0964 | 0.1750 | 0.1750 |
| 0.25 | 0.846 | 26.08 | 0.1146 | 0.1000 | 0.0000 | 0.2000 | 0.0000 | 0.2830 | 0.0118 | 0.2699 | 0.0851 | 0.1875 | 0.1875 |

TABLE 56, Symmetrical Straight Haunches - Constant Depth


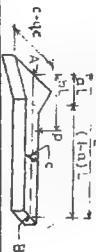
|  | | | | | | | | | | | | | |
|--|-----|--------------------|-------------------|-------------------|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Note: All carry-over factors and fixed end moment coefficients are negative and all stiffness factors are positive. | | | | | | | | | | | | | |
| Concentrated load P.E.M. - COEF. x PL | | | | | | | | | | | | | |
| a | q | Carry-over factors | Stiffness factors | Unit load | | b | | | | | | | |
| | | | | F.E.M. coef. x WL | M | 0.1 | | | | 0.3 | | | |
| | | | | | | MAB | MBA | MAB | MBA | MAB | MBA | MAB | MBA |
| 0.1 | 0.4 | C | K | M | M | MAB | MBA | MAB | MBA | MAB | MBA | MAB | MBA |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| 0.2 | 0.6 | C | K | M | M | MAB | MBA | MAB | MBA | MAB | MBA | MAB | MBA |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| 0.3 | 0.8 | C | K | M | M | MAB | MBA | MAB | MBA | MAB | MBA | MAB | MBA |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |

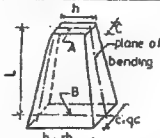
TABLE 57, Straight Haunch at One End - Constant Depth



Note :
All carry-over factors and fixed end
moment coefficients are negative and all
stiffness factors are positive .

| a | q | Carry-over factors | | Stiffness factors | | Unit. load F.E.M. coeff. x WL | | Concentrated load F.E.M. = COEF. x PL | | | | | | | | | | | |
|-----|-----|--------------------|-------|-------------------|------|-------------------------------------|--------|---------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | | | | | | | b | | | | | | | | | | | |
| | | CAB | CBA | KAB | KBA | MAB | MBA | 0.1 | | | | 0.3 | | | | 0.5 | | | |
| | | | | | | | | MAB | MBA | MAB | MBA | MAB | MBA | MAB | MBA | MAB | MBA | MAB | MBA |
| 0.4 | 0.4 | 0.499 | 0.322 | 4.24 | 0.06 | 0.0876 | 0.0813 | 0.0840 | 0.0075 | 0.1547 | 0.0094 | 0.1319 | 0.1217 | 0.0645 | 0.1432 | 0.0995 | 0.0808 | 0.0995 | 0.0808 |
| 0.6 | 0.6 | 0.499 | 0.350 | 4.35 | 0.36 | 0.0893 | 0.0885 | 0.0852 | 0.0070 | 0.1526 | 0.0090 | 0.1346 | 0.1205 | 0.0672 | 0.1414 | 0.0975 | 0.0807 | 0.0975 | 0.0807 |
| 1.0 | 1.0 | 0.497 | 0.344 | 4.49 | 4.11 | 0.0920 | 0.0792 | 0.0870 | 0.0061 | 0.1625 | 0.0080 | 0.1389 | 0.1164 | 0.0724 | 0.1428 | 0.0961 | 0.0804 | 0.0961 | 0.0804 |
| 1.5 | 1.5 | 0.496 | 0.336 | 4.54 | 4.14 | 0.0945 | 0.0780 | 0.0886 | 0.0053 | 0.1697 | 0.0071 | 0.1464 | 0.1149 | 0.0741 | 0.1418 | 0.0946 | 0.0802 | 0.0946 | 0.0802 |
| 2.0 | 2.0 | 0.495 | 0.366 | 4.76 | 4.17 | 0.0965 | 0.0771 | 0.0899 | 0.0041 | 0.1707 | 0.0058 | 0.1484 | 0.1197 | 0.0692 | 0.1442 | 0.0939 | 0.0806 | 0.0939 | 0.0806 |
| 0.1 | 0.1 | 0.494 | 0.358 | 4.46 | 4.09 | 0.0901 | 0.0802 | 0.0841 | 0.0075 | 0.1390 | 0.0075 | 0.1366 | 0.1197 | 0.0692 | 0.1442 | 0.0939 | 0.0806 | 0.0939 | 0.0806 |
| 0.2 | 0.2 | 0.492 | 0.354 | 4.65 | 4.13 | 0.0928 | 0.0796 | 0.0871 | 0.0069 | 0.1639 | 0.0053 | 0.1414 | 0.1176 | 0.0717 | 0.1431 | 0.0923 | 0.0804 | 0.0923 | 0.0804 |
| 0.4 | 0.4 | 0.489 | 0.360 | 4.97 | 4.19 | 0.0974 | 0.0781 | 0.0888 | 0.0064 | 0.1720 | 0.0057 | 0.1494 | 0.1195 | 0.0740 | 0.1450 | 0.0940 | 0.0807 | 0.0940 | 0.0807 |
| 0.6 | 0.6 | 0.485 | 0.365 | 5.31 | 4.25 | 0.1020 | 0.0749 | 0.0918 | 0.0052 | 0.1801 | 0.0048 | 0.1576 | 0.1206 | 0.0765 | 0.1468 | 0.0959 | 0.0809 | 0.0959 | 0.0809 |
| 1.0 | 1.0 | 0.482 | 0.385 | 5.38 | 4.31 | 0.1057 | 0.0733 | 0.0940 | 0.0046 | 0.1866 | 0.0042 | 0.1642 | 0.1246 | 0.0786 | 0.1482 | 0.0978 | 0.0812 | 0.0978 | 0.0812 |
| 2.0 | 2.0 | 0.488 | 0.351 | 4.64 | 4.11 | 0.0912 | 0.0794 | 0.0837 | 0.0075 | 0.1603 | 0.0049 | 0.1393 | 0.1187 | 0.0709 | 0.1436 | 0.0905 | 0.0805 | 0.0905 | 0.0805 |
| 0.3 | 0.3 | 0.484 | 0.372 | 4.92 | 4.16 | 0.0945 | 0.0786 | 0.0848 | 0.0071 | 0.1658 | 0.0044 | 0.1454 | 0.1200 | 0.0724 | 0.1447 | 0.0916 | 0.0807 | 0.0916 | 0.0807 |
| 0.5 | 0.5 | 0.477 | 0.368 | 5.41 | 4.24 | 0.1001 | 0.0739 | 0.0863 | 0.0062 | 0.1751 | 0.0040 | 0.1539 | 0.1216 | 0.0740 | 0.1461 | 0.0931 | 0.0809 | 0.0931 | 0.0809 |
| 0.7 | 0.7 | 0.470 | 0.365 | 5.95 | 4.37 | 0.1059 | 0.0734 | 0.0878 | 0.0055 | 0.1845 | 0.0035 | 0.1628 | 0.1231 | 0.0756 | 0.1476 | 0.0946 | 0.0812 | 0.0946 | 0.0812 |
| 1.0 | 1.0 | 0.464 | 0.375 | 6.41 | 4.40 | 0.1086 | 0.0714 | 0.0890 | 0.0049 | 0.1923 | 0.0031 | 0.1763 | 0.1252 | 0.0771 | 0.1491 | 0.0961 | 0.0815 | 0.0961 | 0.0815 |

TABLE 55, Taper in Two Directions



Note : all carry-over factors are negative and all stiffness factors are positive .

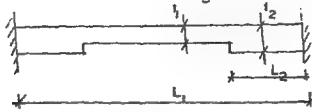
| q | r | Carry-over factors | | Stiffness factors | |
|-----|-----|--------------------|----------|-------------------|----------|
| | | C_{AB} | C_{BA} | K_{BA} | K_{AB} |
| 0.4 | 0.0 | 0.543 | 0.459 | 4.37 | 5.17 |
| | 0.4 | 0.700 | 0.357 | 5.60 | 10.98 |
| | 0.6 | 0.774 | 0.323 | 6.30 | 14.84 |
| | 1.0 | 0.913 | 0.273 | 7.36 | 24.63 |
| | 1.5 | 1.079 | 0.230 | 8.78 | 41.24 |
| | 2.0 | 1.228 | 0.199 | 10.16 | 62.63 |
| | 2.0 | 1.228 | 0.199 | 10.16 | 62.63 |
| 0.6 | 0.0 | 0.560 | 0.443 | 4.54 | 5.74 |
| | 0.4 | 0.724 | 0.345 | 5.30 | 12.14 |
| | 0.6 | 0.800 | 0.312 | 6.40 | 16.38 |
| | 1.0 | 0.945 | 0.264 | 7.58 | 27.13 |
| | 1.5 | 1.114 | 0.223 | 9.02 | 45.12 |
| | 2.0 | 1.273 | 0.193 | 10.43 | 68.63 |
| | 2.0 | 1.273 | 0.193 | 10.43 | 68.63 |
| 1.0 | 0.0 | 0.589 | 0.417 | 4.86 | 6.86 |
| | 0.4 | 0.763 | 0.326 | 6.16 | 14.42 |
| | 0.6 | 0.845 | 0.295 | 6.78 | 19.41 |
| | 1.0 | 1.000 | 0.250 | 8.00 | 32.00 |
| | 1.5 | 1.181 | 0.211 | 9.48 | 52.99 |
| | 2.0 | 1.352 | 0.184 | 10.92 | 80.27 |
| | 2.0 | 1.352 | 0.184 | 10.92 | 80.27 |
| 1.5 | 0.0 | 0.618 | 0.392 | 5.23 | 8.23 |
| | 0.4 | 0.804 | 0.307 | 6.57 | 17.20 |
| | 0.6 | 0.891 | 0.279 | 7.22 | 23.09 |
| | 1.0 | 1.056 | 0.236 | 8.48 | 37.91 |
| | 1.5 | 1.250 | 0.200 | 10.00 | 62.50 |
| | 2.0 | 1.432 | 0.174 | 11.48 | 94.34 |
| | 2.0 | 1.432 | 0.174 | 11.48 | 94.34 |
| 2.0 | 0.0 | 0.641 | 0.373 | 5.57 | 9.57 |
| | 0.4 | 0.837 | 0.292 | 6.96 | 19.91 |
| | 0.6 | 0.929 | 0.265 | 7.63 | 26.69 |
| | 1.0 | 1.103 | 0.225 | 8.92 | 43.68 |
| | 1.5 | 1.307 | 0.191 | 10.43 | 71.76 |
| | 2.0 | 1.500 | 0.167 | 12.00 | 108.00 |
| | 2.0 | 1.500 | 0.167 | 12.00 | 108.00 |

TABLE 59. Prismatic Member
Having $I=\infty$ at One End

Note :
all carry-over factors are negative
and all stiffness factors are positive .

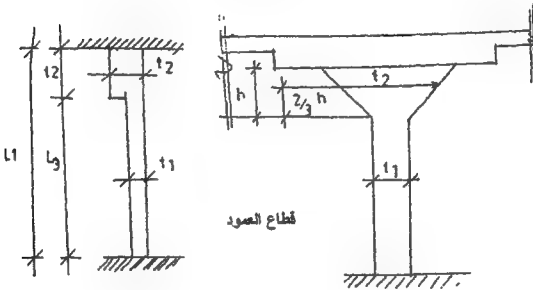
| a | Carry-over factors | | Stiffness factors | | Unif. load F.E.M.= coef. x wL | |
|-----|--------------------|----------|-------------------|----------|-------------------------------------|----------|
| | C_{AB} | C_{BA} | K_{BA} | K_{AB} | M_{BA} | M_{AB} |
| .05 | 0.496 | 0.579 | 4.91 | 4.21 | 0.1002 | 0.0752 |
| .10 | 0.486 | 0.657 | 6.09 | 4.44 | 0.1175 | 0.0675 |
| .15 | 0.471 | 0.785 | 7.64 | 4.71 | 0.1352 | 0.0602 |
| .20 | 0.425 | 0.875 | 9.69 | 5.00 | 0.1533 | 0.0533 |
| .25 | 0.429 | 1.000 | 12.44 | 6.33 | 0.1719 | 0.0469 |

يمكنك تمثيل عنصر البلاطة كما هم مبين بالشكل أسفله :

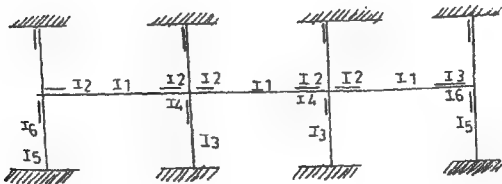


قطاع الكمرية

كما يمكنك تمثيل عنصر العمود على أنه عنصر ذو صفتين كما هو مبين بالشكل أسفله



قطاع العمود



دراسة رقم (٢) :

الفتحات والفراغات في البلاطات المسطحة:

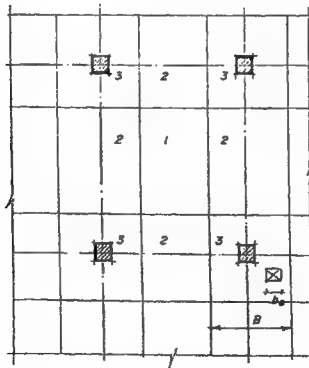
يمكن للمصمم عمل الفتحة المطلوبة في المنطقة (١) بأمان تام.
أما المنطقة رقم (٢) فهي آمنة ولكن ليست جيدة من ناحية تصميم شريحة العمود.
أما المنطقة رقم (٣) فيجب الإمتناع تماماً عن عمل أى فتحات في هذه المنطقة على قدر الإمكان أما إذا كان من الضروري عمل الفتحة في هذه المنطقة فيجب إلزام الشرط التالي:

$$b_o = \left(\frac{1}{8}\right) B \quad \text{in zero (3)}$$

$$= \left(\frac{1}{4}\right) B \quad \text{in zero (2)}$$

No limit in zero (1)

حيث (b_o) = طول الفتحة (أكبر أبعادها).



ملاحظة :

يجب الالتزام الكامل بنص الكود المصرى للخرسانة لعام ١٩٩٦ والخاص بالفتحات فى البلاطة المسطحة صفحة ١٤٤ بند رقم ٦-٢-٦-١٠ والسابقة ذكره.

دراسة رقم (٣):

تم تقديم هذه الدراسة من خلال المؤتمر المصرى الأول للهندسة الإنشائية المنعقد عام ١٩٨٥ فى جامعة القاهرة، هذه الدراسة تم كتابتها بواسطة فريق عمل مكون من :

١- د/ بهى الدين.

٢- م/ عبد الرحمن.

٣- ا.د / صبرى سمعان.

وعنوانها :

“Assessment of approximate analysis of flat plate floor systems”
فى هذه الدراسة تم عمل تحليل دقيق accurate بطريقة finite element method وتم عمل دراسة مقارنة جيدة بين نتائج التحليل بالطريقة السابقة وبين طريقة مواصفات الكود المصرى (كل من طريقة التحليل الفرضى وطريقة تحليل بالإطارات) والكود الإنجليزى CP-110 والكود الألمانى Din 1045 والكود الأمريكى ACI. فيجب الرجوع إلى هذه الدراسة وقراءتها بعناية وهى فى الصفحات التالية من منشورات المؤتمر السابق ذكره من صفحة ٥٨٦ إلى صفحة ٥٩٢ الجزء الأول.

دراسة رقم (٤) :

وهى دراسة تم نشرها فى المؤتمر السابق ذكره عالية وعنوانها
“Effect of cantilevers on The behaviour of concrete flat plates”
تحت إشراف الأستاذ الدكتور حمدى شاهين والإستاذ الدكتور عيد الهادى خميس وهذه الدراسة يجب قراءتها بعناية لأنها تعطى توصيات جيدة للمساعدة لمزيد من الفهم الدقيق لسلوك هذه النوعية من المنشآت.

دراسة مقارنة بين البلاطات المصنعة ذات الكمرات والبلاطات المسطحة
(اللاكمية)

| N o | SLAB ITEM | SOLID SLAB | FLAT SLAB |
|--------|----------------------|--|---|
| 1 | Short span | Takes the max % of loads | Takes the min % of loads |
| 2 | Long span | Takes the min % of loads | Takes the max % of loads |
| 3 | Exterior panel | -ve M < -ve M of Interior panel | -ve M < -ve M of Exterior panel |
| 4 | Interior panel | -ve M < -ve M of Exterior panel | -ve M < -ve M of Exterior panel |
| 5 | Shear | Almost safe | critical (depends on L.L.) |
| 6 | Torsional rigidity | Taken into consideration (usually) | neglected |
| 7 | Moment on columns | not effective | effective |
| 8 | Marginal beam effect | has no effect | can be of good effect |
| 9 | % of steel | < 120 kg/m ³ | > 120 kg/m ³ |
| 10 | Total cost | Economic for L.L. ≤ 400 % g/m ² | Economic for L.L. > 400 kg/m ² |
| 11 | Shuttering | Big area | Small area |

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

(وسع ربنا كل شئ علما أفلا تتذكرون)

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الآية ٨٠ الانعام

الباب السابع

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

نظرية خطوط الكسر

لحل الأنواع والبلاطات المسطحة

تعريف

اللوحة المسطحة flat plate عبارة عن لوح خرساني مسلحة محمل مباشرة على الأعمدة بدون مساعدة أى كمرات أو بواكى ساقطة drop panels فى أى مكان حتى على الأطراف spandrels. والأعمدة الحاملة لهذه الألواح قد تكون ذات توزيع منتظم regular أو غير منتظم irregular

أى أن الأعمدة الحاملة من الممكن أن تكون موزعة فى صفوف أفقية ورأسية أو ممكن أن تكون غير موزعة بانتظام.

الأنواع المختلفة للألواح المسطحة. Flat Plates :

١- الألواح المسطحة المصمتة. solid.

٢- الألواح المسطحة ذات الأعصاب. Ribbed flat plates.

٣- الألواح المسطحة المفرغة بالبلوكات. Holoow flat plates.

وفى هذا الباب سوف نهتم فقط بالألواح المسطحة المصمتة فقط وذلك لأنها أصبحت ذات أهمية كبيرة فى المنشآت الحديثة سواء كانت سكنية أو إدارية.

وهذه الأنواع من البلاطات المسطحة المصمتة اقتصادية من ناحية توفيرها للشدات الخشبية مما يؤدى الى توفير فى وقت الإنشاء والألواح المسطحة ذات توزيع الأعمدة المنتظم تعتبر ببساطة بلاطات مسطحة flat slab ويمكن حلها بأى طريقة من الطرق السابق شرحها فى الباب السادس أما بالنسبة للألواح المسطحة المصمتة ذات توزيع الأعمدة الغير منتظم فإنه يوجد ثلاث طرق لحل مثل هذا النوع من البلاطات

النوع من البلاطات وهو كالتالى :

١- التحليل بواسطة نظرية العناصر المتناهية finite element theory وهذه الطريقة نحتاج الى الكثير من العمل الشاق وبرامج الكمبيوتر المتقدمة مثال STAAD III, SAP 90 ولذلك فإن هذه الطريقة غير عملية فى التطبيق

خصوصاً في حالة عدم توافر أجهزة كمبيوتر متقدمة .

٢- الطريقة الثانية طريقة الحل باستخدام الكميرات المدفونة Embedded Beams Method هذه الطريقة هي الغالبة في التطبيق والشائعة في أوساط المهندسين بالرغم من أنها طريقة متحفظة جداً conservative وكذلك فهي تعطى حلولاً غير اقتصادية . not economic

٣- الطريقة الثالثة طريقة التحليل بواسطة نظرية خطوط الكسر yield line theory. وهذه الطريقة هي احسن الطرق من الناحية العملية practical وكذلك تعطى نتائج اقتصادية وقد اعترف بها الكود المصري للخرسانة المسلحة الصادر عام ١٩٨٩ والتحديث الأول لهذا الكود الصادر عام ١٩٩٦ . وأستاذنا المرحوم للدكتور / محمد هلال قال في تعليقه على هذه الطريقة في كتابة الأول fundamentals الأتي :

أن طريقة خطوط الكسر تم التحقق من صحة نتائجها بالتجارب العملية وإن الحمل المحسوب بواسطتها يكون دائماً اقل من الحمل الحقيقي الناتج من التجارب العملية وإن المهندسين يمكنهم استخدام هذه الطريقة في التصميم بكل ثقة وأمان لأنها تعطى نتائج متحفظة بعض الشيء لمقاومة البلاطات الخرسانية في العزوم وأن البلاطات المصممة بهذه الطريقة سوف تكون مرضية تماماً تحت تأثير احمال التشغيل working Loads.

بند (٢-٦) الكود المصري للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٦

التحديث الأول: صفحة ١٢٢:

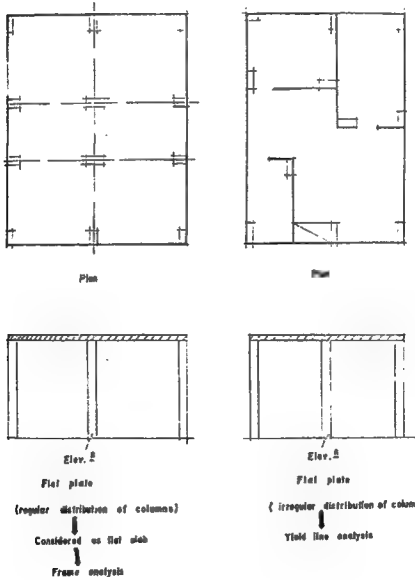
تصميم البلاطات بطريقة خطوط الكسر

نص الكود المصري:

يجوز استخدام طريقة خطوط الكسر في التصميم البلاطات وهي تستند على سلوك البلاطات عند بلوغها حد الانهيار ويشترط عند التصميم بهذه الطريقة استيفاء اقل سمك للبلاطات ولكن يلاحظ ان هذه الطريقة لا تحقق شرط استيفاء عرض

الشروع في اسطح شد البلاطات المعرضة للظروف البيئية من القسمين الثالث والرابع طبقاً للبند (٤-٣-٢-٤-هـ) ولذا يجب عدم استخدامها في مثل هذه الحالات .
ويراعى في هذه الطريقة أن تتراوح نسبة مقاومة المقطع للعوزم السالبة (M_u^-) الى مقاومة المقطع للعوزم الموجبة (M_u^+) في نفس الاتجاه بين ١.٠٠ الى ١.٥٠ .

$$M_u^+ / M_u^- \simeq 1.00 = 1.50 \longrightarrow (6-9)$$



شكل (١-٧)

نظرية خطوط الكسر (كسر الخضوع)

Yield Line Theory

١- مقدمة تاريخية:

أن نشأة نظرية خطوط الكسر يرجع إلى حوالى ستين عاماً مضت وأن الباحثين الأوائل أمثال باخ، وجراف، وانجرسلف قامت باشتقاق معادلات لحالات الإنهيار فى البلاطات من خلال اعتبارات شروط الأكران المشروط بقوى المعزوم فقط وغير مصحوبة بقوى القص والإلتواء. وفى عام ١٩٤٣ حدث تقدم فى البحث بواسطة جوهانسون ومنذ تلك اللحظة أصبحت هذه النظرية مادة خصبة لكثير من الأبحاث والباحثين أمثال ل.ل.جونز، ر.ه. وود فى كتبهم الجيدة وأسماها كالآتى:

- 1- Ultimate Load Analysis of Reinforced and Prestressed Conerete Structures (Chatto and Windus 1962),
- 2- Plastic and Eleastic Design of slabs and Plates, Thames and Hudson, 1961,
- 3- Yield Line Analysis of Slabs, Thames and Hudson, Chatto and Windus, 1967.

٢- المبادئ والفروض الأساسية للنظرية:

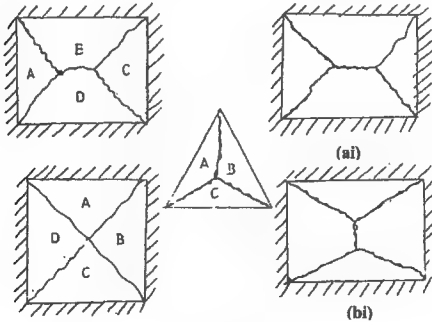
عندما نقوم بتحميل بلاطة إلى أقصى حمل فإن البلاطة الخرسانية المسلحة تبدأ فى التشريح عند النقاط التى يكون فيها نسبة العزوم الفعلية الواقعة على البلاطة فيها لعزوم مقاومة البلاطة Moment of Resistance فى أقصى قيمة.

وكما زاد الحمل فإن الخرسانة تستمر فى التشريح ويستمر الحديد فى حدوث حالة الخضوع Yield of Steel ثم تمتد هذه الشروخ حتى تصل إلى أركان البلاطة وبذلك تقوم خطوط الشروخ بتقسيم البلاطة إلى مساحات عديدة منفصلة عن بعضها، كما هو مبين بالشكل (٧-٢) وهذه المساحات تكون منفصلة من بعضها بواسطة ما يعرف بخطوط كسر الخضوع Yield Lines، وعند حدوث أى زيادة إضافية سوف تحدث بعدها الإنهيار الكامل للبلاطة Slab Collapse.

فى أثناء عملية التصميم فإن الحمل الذى يحدث عنده للنظام الكامل لخطوط كسر الخضوع يتم حسابه وبتطبيق معامل أمان مناسب فإن عزم المقاومة الذى يجب أن تمتلكه البلاطة الخرسانية (والذى يتحكم فيه تخانة البلاطة وحديد التسليح فيها) حتى تستطيع مقاومة حمل معين عليها يمكن تحديده من خلال قسمة عزم خطوط الكسر على معامل الأمان المناسب. والبلاطة مصممة ذات شكل محدد فإنه من الممكن عادة افتراض العديد من أشكال الإنهيار Modes of failure يكون الشكل للحرج يعتمد غالباً على حالات الإرتكازات الطرفية للبلاطة وأبعاد البلاطة وكذلك نسبة حديد التسليح الموجود فى كل إتجاه من إتجاهى البلاطة الرئيسيين.

وكمثال على ذلك:

إذا كانت البلاطة المبينة بشكل fig.(7-2-a₁) تملك التسليح فى إتجاه البحر القصير للبلاطة القوى بدرجة كافية بالمقارنة بالحديد الموجود فى الإتجاه الطويل لذلك فإن هذا الشكل للإنهيار يتمتع حدوثه فى هذه الحالة ويحدث بدلاً شكل الإنهيار الموجود بالرسم fig.(7-2-b₁).



شكل (٧-٢)

القواعد التى تحكم اختيار شكل خطوط كسر الخضوع

Rules Governing the choice of yield line pattern

- ١- جميع خطوط الكسر يجب أن تسير فى خطوط مستقيمة.
- ٢- يمكن لخط الكسر تغيير اتجاهه فقط عند التقاطع مع خط كسر خضوع آخر.
- ٣- خطوط الكسر الفاصلة بين عنصرين من البلاطة يجب أن تمر خلال نقطة تقاطع محاور دوران العنصرين.
- ٤- كل التسليح المتقاطع مع خط من خطوط الكسر فمن المفروض أن يحدث له خضوع yield عند نقطة تقاطعه مع خط الكسر.
- ٥- خطوط الكسر تبدأ من النكون من نقطة اكبر عزم انحناء مرن B.M Max. elastic فى البلاطة وتنتهى عند حدود البلاطة Slab boundary.
- ٦- محاور الدوران عموماً تقع على طول خطوط الركائز وتمر أعلى نقاط الارتكاز (الأعمدة) بأى زاوية كانت.
- ٧- خطوط الكسر يجب أن تقطع (تمر على) الأطراف الحرة free edge.

الرموز:



١- طرف بميط الارتكاز.



٢- ركيزة ثابتة.



٣- طرف حر.



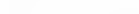
٤- عمود.



٥- خط كسر موجب



(الكسر فى الوجه السفلى للبلاط)



٦- خط كسر سالب



(الكسر فى الوجه العلوى للبلاط)



٧- محور الدوران.

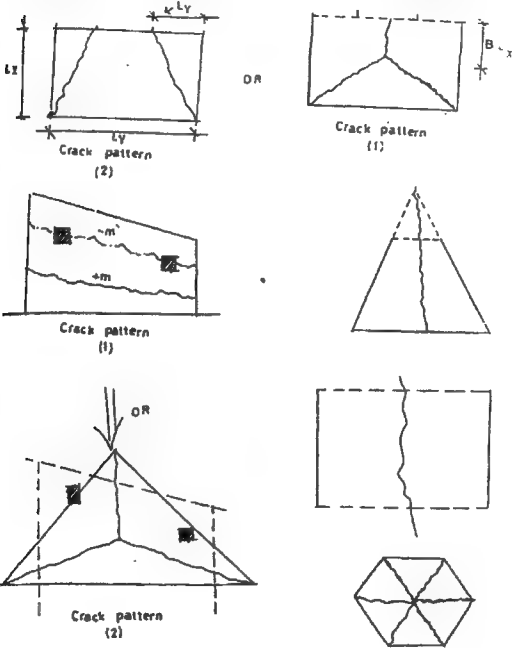


٨- حمل خطى.

٩- حمل منتظم التوزيع

١٠- حمل مركز

قيم واتجاهات عزوم المقاومة الموجبة المستمدة من البلاطة والتي تعمل في اتجاه عمودي (زاوية قائمة) على الاتجاه المرسوم في شكل (٣-٧) السفلى تكون كما هي مبينه هنا فإن المقاومة (في مستوى الورقة) تكون M راسيا وتكون M_{μ} أفقياً.



شكل (٣-٧)

طرق التحليل:

توجد طريقتين أساسيتين للتحليل بواسطة نظرية خطوط الكسر وهما كالتالى:

١- طريقة الشغل التخيلي Virtual work وهى التى سوف نشرحها فى هذا الباب من الكتاب.

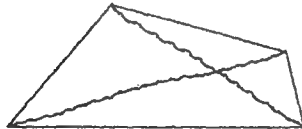
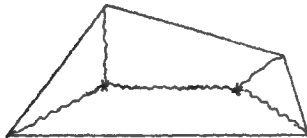
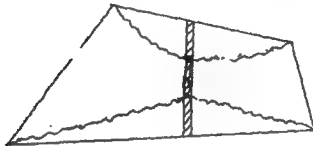
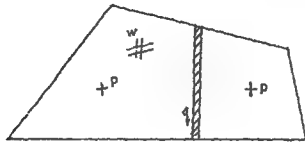
٢- طريقة الاتزان أو طريقة قوى القص ولن يتم شرحها فى هذا الباب لأن استخداماتها محدودة.

Equilibrium or shear force method .

طريقة الشغل التخيلي. Virtual Work method :

هذه الطريقة تركز على أساس مساواة (شكل خطوط الكسر المختار) للشغل المبذول بواسطة الأحمال الخارجية على المساحات المختلفة للبلاطة للحصول على إزاحة تخيلية مساواته بالشغل المبذول بالقوى الداخلية لأحداث خطوط كسر الخضوع وكذلك فى دوران عناصر البلاطة حول محاور دورانها المختلفة .

وعندما يستقر شكل خطوط الكسر عند عناصره النهائية وأبعاده الحرجة فإن النسبة بين المقاومة القصوى للحمل الأقصى تصل إلى أقصى قيمة لها، وعند تحليل البلاطة جبرياً فإن هذا الوضع يمكن حله بعلم التفاضل والتكامل المصطلح المعبر عن هذه النسبة ومساواته (مساواة التكامل) بقيمة الصفر وذلك من أجل الحصول على الأبعاد الحرجة، ثم بواسطة إعادة التعويض بهذه القيم الحرجة فى التعبير expression الأساس الأصلي نجد أنه أصبح لدينا صيغة تعطينا المقاومة القصوى المطلوبة للبلاطة ذات الأبعاد المحددة والحمل المعروف . شكل (٧-٤) يعطينا أمثله لأشكال خطوط الكسر لبعض البلاطات التى تتحمل حمل مركز وحمل خطى (q) وكذلك حمل منتظم التوزيع wt/m^2 .



شكل (٤-٧)

ملاحظة :

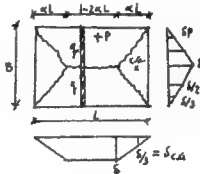
مبدأ تركيب الأحمال Super position فى هذه الحالة ممنوع استخدامه مطلقاً وذلك لأن السلوك هنا غير مرن Not elastic ولكنها مشكلة من نوع Ultimate (المقاومة القصوى).

(١-٧) خطوات الحل بطريقة الشغل التخيلى:

- ١- افترض ميكانيزم (شكل محدد لخطوط الكسر) عند الانتهاء.
- ٢- اختار نقطة محددة من البلاطة وافترض عند هذه النقطة إزاحة رأسية تخيلية (δ) وبهذا يصبح الترخيم الحادث لكل عناصر البلاطة يمكن التعبير عنه بدلالة (δ)

ويكون الفقد فى الطاقة (الشغل) نتيجة هذه الإزاحة كالتالى.

$$\sum \int \int w \delta dx dy = w \cdot \delta \dots \dots \dots \text{eq. (7-1)}$$



مثال

الشغل الخارجى المبذول بواسطة الحمل المنتظم (W).

$$= 2 \times B \times (\alpha L A/2) \times (\delta/3) + 2[2 \alpha L \times (\delta/3) + (L-2\alpha L) \times (B/2) \delta/2]$$

الشغل الخارجى المبذول بواسطة الحمل المركز (P)

$$= P \times \delta P$$

الشغل المبذول (بواسطة الحمل الخطى). (q).

$$= q \times (B/2) \times (\delta/2) \times 2$$

$$= \text{كثافة الحمل} \times \text{طول تأثير الحمل} \times \text{الإزاحة أسفل مركز ثقل الحمل}$$

٣- الشغل الداخلى المبذول بواسطة خطوط الكسر يكون عبارة عن العزم الكلى على طول خط الكسر مضروباً فى الدوران الحادث لخط الكسر.

$$\text{i.e internal work} = \sum m.L . \theta \dots\dots\dots \text{eq. (7-2)}$$

حيث:

M = عزم الانحناء الأقصى / لوحدة الطول على امتداد خط الكسر

L = طول خط الكسر

θ = دوران خط الكسر

٤- الحل النهائى للبلاطة يتم الحصول عليه بمساواة الفاقد من الشغل الخارجى السابق بالمكتسب من الشغل الداخلى من الطاقة.

i.e.

$$\sum w.\delta = \sum m.L \theta \dots\dots\dots \text{eq. (7-3)}$$

حيث يمكننا الآن الحصول على m العزم الأقصى

ultimate moment =

وبذلك يمكننا تصميم البلاطة لمقاومة هذا العزم الأقصى بطريقة التصميم بالحدود القصوى للمقاومة .

Ultimate Strength Design Method

ملاحظة :

يراعى عدم استخدام طريقة التصميم بإجهادات التشغيل للقطاعات working stress design مع العزم الناتج من الحل بطريقة خطوط الكسر لأن العزم الناتج عزم أقصى Ultimate.

٥- للحصول على الحد الأدنى للطاقة (أى أنها حالة أقل حمل أقصى أو أكبر عزم إنحناء أقصى) يكون لدينا

$$(\delta M / \delta X) = \text{Zero}$$

وفى حالات كثيرة فإن معادلة الشغل العام يمكن التعبير عنها كالتالى

$$m = \frac{u}{V}$$

حيث v, u دوال في المتغير (X) .

$$\frac{dm}{dx} = \frac{V[du/dx] - U[dv/dx]}{V^2}$$

للحصول على القيمة القصوى للعزم (m).

$$\frac{dm}{dx} = 0$$

ويكون

$$0 = V \frac{du}{du} - U \frac{dv}{dx} \quad \frac{U}{V} = \left[\frac{du/dx}{dv/dx} \right]$$

ولذلك

$$\text{i.e. } \frac{\delta m}{\delta B} = 0, \frac{\delta m}{\delta \delta} = 0, \frac{\delta m}{\delta \psi} = 0$$

$$\frac{U}{V} = \frac{du/dx}{dv/dx} =$$

ومن هذه المعادلات يمكن الحصول على كل من ψ, γ, β

٦- صمم القطاعات الخرسانية المسلحة بطريقة المقاومة القصوى Ultimate

strength method للحصول على كل من (d) ، (t) ، (A_s)

حيث

d = عمق القطاع المؤثر للبلاطة .

t = العمق الكلى للبلاطة .

A_s = مساحة حديد التسليح للبلاطة لكل اتجاه من الاتجاهين الرئيسيين .

مثال (١)

للبلطة المسلحة البنية بالشكل احسب والمحملة على ركيزتين في جهتين متقابلتين حرة الحركة في الطرفين الآخرين، ومحملة بحمل منتظم W_t / M^2 احسب أقصى عزم للبلطة.

الحل:

الشغل الخارجى =

$$W_i = \sum W \cdot \delta$$

$$W \cdot \alpha (L/2) > (\delta/2) \cdot 2$$

$$= W \cdot \alpha \cdot L^2 \cdot \delta / 2$$

$$W_i = m \cdot L \cdot \theta$$

$$= M \cdot (\alpha \cdot L) [\delta / (L/2)] \cdot 2 =$$

$$4 \cdot m \cdot \alpha \cdot \delta$$

حيث m = عزم المقاومة الأقصى للحديد

واتجاهه متصاعد على حديد التسليح وموازى

$$W_g = W_i = \frac{W \cdot \alpha \cdot L^2 \cdot \delta}{2}$$

$$= 4 \cdot m \cdot \alpha \cdot \delta$$

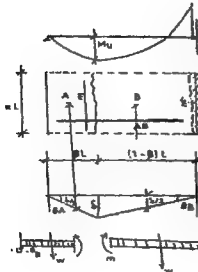
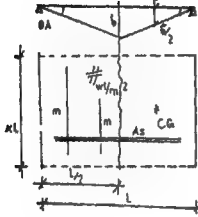
$$m = W L^2 / \delta \quad \text{ولذلك يكون}$$

مثال محلول (٢)

المطلوب للبلطة بسيطة الارتكاز فى جهة وكاملة التثبيت fixed فى الجهة المقابلة حرة الحركة Free فى الطرفين الآخرين والمبينة بالشكل المقابل حسب العزم الأقصى للبلطة.

الحل:

لدينا شرخين شرخ سالب عند الركيزة الثابتة fixation وشرخ عند نقطة أقصى عزم مرن موجب .



$$\begin{aligned}
 W_{Et} &= \sum W \cdot \delta \\
 &= W \cdot \alpha \cdot L \cdot \beta \cdot L (\delta / 2) \\
 &\quad + W \cdot \alpha \cdot L^2 \cdot (L - \beta) \cdot (\delta / 2) \\
 &= W \cdot \alpha \cdot L^2 (\beta + 1 \beta) (\delta / 2) \\
 &= W \cdot \alpha \cdot L^2 (\delta / 2) \\
 W_i &= \sum m \cdot L \cdot \theta = m \cdot \alpha \cdot L \cdot \theta_A + m \cdot \alpha \cdot L \cdot \theta_B + m' \cdot \alpha \cdot L \cdot \theta_B \\
 &= \alpha \cdot L \cdot \left(m \cdot \frac{\delta}{\beta \cdot L} + m \cdot \frac{\delta}{(1 - \beta)L} + m' \cdot \frac{\delta}{(1 - \beta)L} \right)
 \end{aligned}$$

For $m' = m$ i.e. -ve $A_s = +ve A_s$

$$W_i = m \cdot \alpha \cdot \delta \left(\frac{1}{\beta} + \frac{2}{1 - \beta} \right) =$$

$$W_i = W_E \cdot W \cdot \alpha \cdot L^2 (\delta / 2)$$

$$= m \cdot \alpha \cdot \delta \cdot \left(\frac{1}{\beta} + \frac{2}{1 - \beta} \right)$$

$$= m \cdot \alpha \cdot \delta \cdot \left[\frac{1 - \beta + 2\beta}{\beta(1 - \beta)} \right]$$

for min. W_i energy.

$$\frac{m}{\beta} = 0$$

$$m = \frac{W \cdot L^2}{2} \cdot \left[\frac{\beta - \beta^2}{1 + \beta} \right]$$

$$\frac{m}{\beta} = \frac{W \cdot L^2}{2} = \frac{\beta(1 - \beta) \times 1 - (1 + \beta) \cdot (1 - 2\beta)}{(1 - \beta)^2} = 0$$

$$\beta - \beta^2 - (1 - 2\beta^2 - \beta) = 0$$

$$\text{therefore } \beta = 0.414$$

For $m' = m$

$$\beta = 0.414$$

$$m = \frac{W \cdot L^2}{2} \cdot \frac{0.414 \times 0.586}{1.414} = \frac{W \cdot L^2}{11.66}$$

$$m = m' = \frac{W \cdot L^2}{11.66}$$

For case (1) $m' = 0$

$$m = \frac{W.L^2}{8} \text{ and } \beta = 0.5$$

(2) try case of $m' = 2m$ by yourself.

(3) try case of $m' = 1/2 m$?

(٢-٧) نظرية (السلوك المربع للخضوع Square Yield Criteria :

عزوم الخضوع على محاور غير متعامدة مع حديد التمليح

١- حالة شبكة حديد في اتجاه واحد

m along crack line = m_b

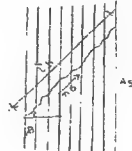
L length along crack line = L_b

θ rotation of crack line

$$m_b, L_b = m, L \cos^2 (\beta)$$

$$m_b = m \cos^2 (\beta) \cdot (L/L_b)$$

$$m_b = m \cos^2 (\beta) \dots \dots \dots \text{eq (7-5)}$$



2) Case of Mesh in Two Directions :

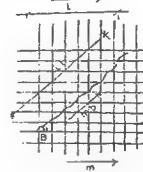
$$m_b = m \cos^2 (\beta) + m' \sin^2 (\beta) \dots \dots \dots \text{eq (7-6)}$$

In Case of Isotropic slabs:

$$m = m' \quad \text{i.e. } A_s = A'_s$$

$$m_b = m [\cos^2 (\beta) + \sin^2 (\beta)]$$

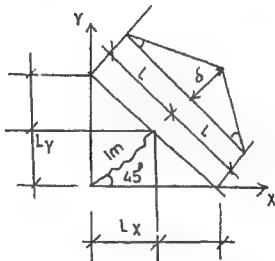
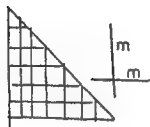
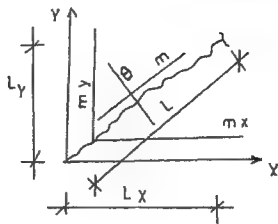
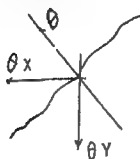
$$m_b = m \dots \dots \dots \text{eq (7-7)}$$



مكونات الشغل الداخلي حول محاور y, x :

من النقاط الجديرة بالملاحظة أنه حيثما تشكل خط كسر خضوع على زاوية ما على اتجاه العزوم الرئيسية فيمكن بدلاً من اعتبار طول الخط الحقيقي ودورانه فيمكن اعتبار بدلاً من ذلك مركبات اتجاهه على العزوم الرئيسية أى على محاور الدوران أو على حروفه المحددة (Boundary edges) وذلك لتبسيط الحل .

$$\text{i.e. } W_i = m.L. \theta = M_s.L_s. \theta_x + m_y.L_y. \theta_y$$



مثال

تحت تأثير حمل منتظم Wt/m^2 افترض أن $\delta = 1$ وافترض التسليح متماثل isotropic ومتماثل .

$$m.L. \theta = M.L. (\delta/L).2 = m.\delta.2 \\ = 2m$$

This is directly along yield line. Applying the same eqⁿ on its components we get:

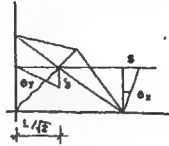
$$m_x \cdot L_x \cdot \theta_x + m_y \cdot L_y \cdot \theta_y$$

$$2m_x \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{(L/2)} = 2m$$

symmetric shape

$$\text{i.e } \theta_x = \theta_y \cdot \frac{1}{L/2}$$

this is the same previous result



EXAMPLE (2)

Isotropic Slab

$$m_x = m_y = m$$

$$y = L \sin(\phi)$$

$$x = L \cos(\phi)$$

Internal work along yield line = $\Sigma m.L.\theta$.

$$= m.L. (\theta_A + \theta_B)$$

$$= m.L. \left[\frac{1}{L \cdot \cot(\phi)} + \frac{1}{L \cdot \tan(\phi)} \right]$$

$$= m. [\tan(\phi) + \cot(\phi)]$$

Component of internal work along x & y axes.

$$= \Sigma m_x. L_x. \theta_x + \Sigma m_y. L_y. \theta_y$$

$$= m.x. (1/y) + m.y. (1/x)$$

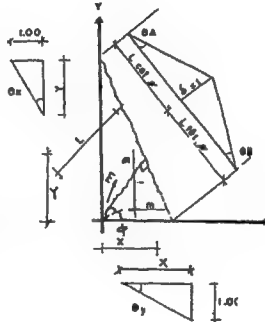
$$= m_x. L_x. \theta_x + m_y. L_y. \theta_y$$

$$\frac{X}{Y} = \cot(\phi) \text{ \& \; } \frac{Y}{X} = \tan(\phi)$$

$$m.l.y. = m.x. (1/Y) + m.Y. (1/X)$$

$$= m. [\tan(\theta) + \cot(\theta)] \rightarrow (2)$$

as eqⁿ (1)

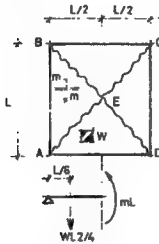


(٢-٧) تطبيقات على باكية مربعة (مع اهمال تأثير الأركان)

المطلوب حساب العزم الأقصى للبلاطة المربعة الموضحة بالشكل بطول (L)

وتحمل حمل منتظم التوزيع Wt/m

الحل



شكل (٧-٩)

$$\text{الشغل الخارجى} = \frac{WL^2}{4} \cdot \frac{1}{3} \text{ لعنصر واحد}$$

الشغل الداخلي = $m.L.\frac{1}{L/2}$ لعنصر واحد

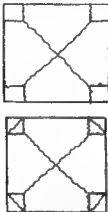
∴ لعدد اربع عناصر (الكل البلاطة)

$$4 \frac{WL^2}{4} \cdot \frac{1}{3} = M.L. \cdot \frac{2}{L} \cdot 4$$

$$\therefore m = \frac{WL^2}{24}$$

تأثير الأركان : corner effects

بلاطة مربعة بسيطة الارتكاز على حدودها الأربعة وعند الأركان من الممكن عدم اتباع شكل الشروخ السابق توضيحه بالشكل (٧-٩) أعلاه. ولكن من الممكن لشكل الشروخ أن ينحرف قبل الوصول الى الأركان للبلاطة ومشكلاً ما يعرف بإسم ذراع الركن corner Lever أو Corner pivot كما هو موضح بالشكل (٧-١٠).



شکل (۷-۱۰)

الحالة (أ)

شرائح الأركان عندما تكون الأركان لم تتحرك لأسفل قليلاً.

الحالة (ب)

شرائح الأركان عندما تتحرك الأركان لأسفل قليلاً ولكن بدون تسليح للعضوم السالبة.

أن أشكال الشروخ عندما توجد تأثيرات للأركان تكون أكثر حرجاً في التصميم ولكن الخطأ الناتج عنها بالنسبة للبلاطات المربعة يكون صغيراً (أقل من ٩%) ويكون له علاقة بنسبة التسلح العلوى الى التسلح السفلى.

$$\mu = \mu_m / m$$

وأن النتائج التالية يمكن تطبيقها على البلاطات المربعة تحت تأثير حمل

منتظم التوزيع Wt/m^2

| m | μ |
|-------------|-------|
| $WL^2/22$ | 0 |
| $WL^2/23$ | 0.25 |
| $WL^2/23.6$ | 0.50 |
| $WL^2/24$ | 1.0 |

وبملاحظة أن الخطأ صغير للغاية فبالإتالي من الممكن إهمال تأثير الأركان.

أمثلة محلولة

أ) الوضع الصحيح لخطوط الكسر عادة ما يكون موضع واحد للأحمال الواحدة وللشكل الواحد من أشكال الانهيار. Collapse pattern. وللوصول إلى هذا الشكل فإنه يوجد طريقتين يمكن إتباع إحدهما:

(أ) طريقة المحاولة والخطأ: Trial and error

في هذه الطريقة فإنه يفترض عدة أشكال خطوط كسر وتحليلها للحصول على الحل الصحيح.

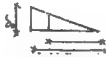
(ب) استخدام معادلة للشغل Work equation وهي معادلة جبرية تتشكل تبعاً لشكل خطوط الكسر ويمكن حلها للحصول على أبعاد خطوط الكسر والعزوم القصوى الناتجة عنها. وفي الأمثلة التالية سوف نقوم بتطبيق طريقة المحاولة والخطأ لحل جميع الأمثلة المحولة التالية.

مثال محلولة (١)

بلاطة مربعة ذات تسليح متماثل متعامد Isotropic موجب تحمل حمل منتظم

التوزيع Wt/m^2

الحل

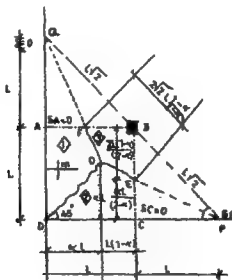


نعتبر إزاحة رأسية للنقطة (O) مقدارها (δ_o) ومن خواص البلاطة الهندسية

يتضح الآتي:

$$\delta_D = \frac{L}{2L - \alpha L} \quad \delta_o = \frac{\delta_o}{2 - \alpha}$$

$$\text{deflection of point E} = \delta_0 \frac{L}{L + L(1-\alpha)} = \delta_0 \frac{1}{2-\alpha}$$



$$\text{Average deflection of O E} = \frac{\delta_0 + \delta_E}{2}$$

$$\begin{aligned} &= \delta_0 + \delta_0 \frac{1}{2-\alpha} = \delta_0 \cdot \left[1 + \frac{1}{2-\alpha}\right] / 2 = \left[\delta_0 \frac{2-\alpha+1}{2-\alpha}\right] / 2 \\ &= \frac{\delta_0}{2} \cdot \frac{3-\alpha}{2-\alpha} \end{aligned}$$

Rotation of part (1) about A D is, $\theta_1 = \delta_0 / \alpha L$

Rotation of part (3) about P Q is, $\theta_3 = \delta_0 / OB$

$$\theta_3 = \frac{\delta_0}{L(1-\alpha)\sqrt{2}}$$

$$\begin{aligned} \text{Internal work done} &= 2m L [\delta_0 / (\alpha L)] + 2m \sqrt{2} \cdot \frac{1-\alpha}{1-\alpha} \cdot \frac{1}{L(1-\alpha)\sqrt{2}} \\ &= \frac{4m\delta_0}{\alpha(2-\alpha)} \end{aligned}$$

EXTERNAL WORK DONE :-

For parts (1) and (2), which are similar, external work done
 $= 2(w) (\text{area ODCE}) (\text{displacement of C.G. of area ODCE})$
 $= W [2 (\text{area OCD}) (\text{displacement of C.G. of area OCD})]$
 $+ 2 (\text{area OCE}) (\text{displacement OCE})$

$$= W \left[\frac{\alpha L^2 \delta_0}{3} + \alpha L^2 \cdot \frac{1-\alpha}{2-\alpha} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{\delta_0 + \delta_E}{2} \right] = W \alpha L^2 \delta_0 \frac{7-8\alpha+2\alpha^2}{3(2-\alpha)^2}$$

$$\text{where } \frac{\delta_0 + \delta_E}{2} = \frac{\delta_0}{2} \cdot \frac{3-\alpha}{2-\alpha}$$

For part (3), external work done =

= (w) (area of triangle O B E) (displacement of triangle OBE) $\times 2$

$$= L(1-\alpha) \frac{2L(1-\alpha)}{(2-\alpha)} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{\delta_0 + \delta_E}{2} = W L^2 \delta_0 \frac{2(L-\alpha)^2(3-\alpha)}{3(2-\alpha)^2}$$

$$\text{Total external work done} = W L^2 \delta_0 \frac{6-7\alpha+2\alpha^2}{3(2-\alpha)^2} = W L^2 \delta_0 \frac{3-2\alpha}{3(2-\alpha)}$$

$$\text{Equating } \frac{4m\delta_0}{\alpha(2-\alpha)} = W L^2 \delta_0 \frac{(3-2\alpha)}{3(2-\alpha)}$$

$$\text{Whence } m = \frac{W L^2}{12} (3-2\alpha)$$

Max. B.M. Occurs when $\frac{dm}{d\alpha} = 0$

i.e. $3-4\alpha = 0$; whence $\alpha = 3/4$

Magnitude of ultimate moment then is given by

$$m = \frac{3}{32} W L^2$$

EXAMPLE (2)

Find the ultimate moment of the following slab designed by the energy method of the yield line theory.

Where:

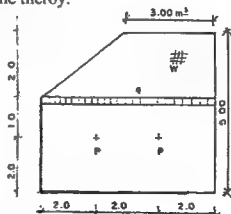
$$W_u = 2.85 \text{ t/m}^2$$

$$q_u = 4.0 \text{ t/m}$$

$$P_u = 6.0 \text{ t.}$$

Solution:

MECH. I:



$$\begin{aligned}
 w_e &= (2 \times \frac{2 \times 2}{2} \times W \times \frac{1}{3} + 2 \times 2 \times W \times \frac{1}{2}) + (\frac{2 \times 3}{2} \times W \times \frac{1}{3}) + (\frac{5 \times 2}{2} \times W \times \frac{1}{3}) \\
 &+ (\frac{3 \times 2}{2} \times \frac{1}{3} + \frac{3 \times 3}{2} \times \frac{1}{3}) W + q \times 1.5 \times \frac{0.7}{2} + q \times 2.2 \times \frac{2.1}{3} \\
 &+ q \times 2.3 \times \frac{0.8}{2} + P \times 1 + P \times 1 + (\frac{2 \times 3.61}{2} \cdot W \frac{1}{3}) = 10.69 \times 2.85 \\
 &+ 2.98 \times 4 + 2 \times 6 \\
 &= 54.41 \text{ t.m.}
 \end{aligned}$$

To simplify the problem assume $\mu = 1$ i.e isotropic slab.

$$\begin{aligned}
 W_i &= 6m \times 1/2 + 4m \times 1/3 + 5m \times 1/2 + 3m \times 1/2 + 3.6 \times m \times 1/2 \\
 &= 10.135 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$W_i = w_e = 54.41$$

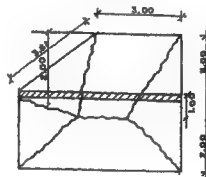
$$10.135 \text{ m} = 54.41$$

$$m = 5.37 \text{ m.t.}$$

هذا العزم هو أقصى ultimate

وإنك يجب عليك تصميم القطاعات

بطريقة U.S.D



MECH. II

$$m = 5.65 \text{ m.t./m}$$



MECH. III

$$m = 6.42 \text{ m.t./M}$$

so the worst case is mech. III.

$$m = 6.42 \text{ m.t./M}$$



$$d = k_u \sqrt{[Mu / b]} = 5.5 \sqrt{[6.42 / 1.00]} = 13.94 \text{ cms.}$$

$$\text{Choose } t = 16 \text{ cm}$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{Mu}{f_y \times j \times d}$$

$$A_s = \frac{6.42 \times 10^5}{2800 \times 0.8 \times 14} = 20.47 \text{ cm}^2$$

Choose 10 ϕ 16 /m

$$\text{Note } C_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$$



$$f_c = 0.75 \times 250 = 187.5 \text{ kg/cm}^2$$

(where f_c = cylinder concrete strength after 28 days)

assume $p = 1.5 \%$

$$q = 1.5 \times 2800 / 187.5 = 0.22$$

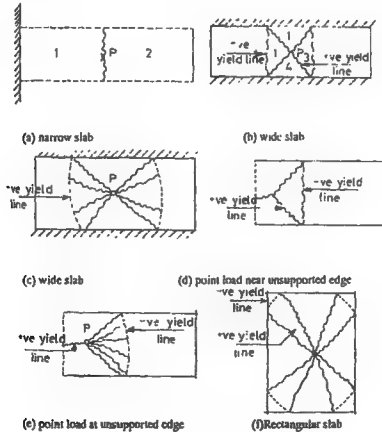
form curve (1)

$$K_u = 5.5$$

$j = 0.8$ (as substituted before)

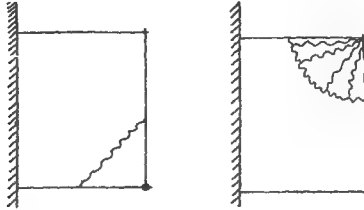
(٤.٧) تأثير الأحمال المركزة:

في الشكل (٧-١٠) يتضح لنا بعض أشكال خطوط الكسر المحتمل حدوثها تحت تأثير الأحمال المركزة. وللأحمال المركزة على البلاطة المستطيلة وبسيطة الارتكاز على جهتين متقابلتين وحررة الحركة على الجهتين الأخرين، وهذه الأشكال توضح لنا أشكال الشروخ متعامدة على أبعاد البلاطات ونسبة حديد التسليح الموجب إلى الحديد سالب.



شكل (٧-١٠)

شكل (٧-١١) يوضح لنا الأشكال المختلفة لخطوط الكسر في حالة حمل مركز على ركن بلاطة كابولية.

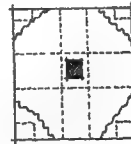
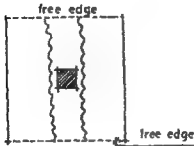


(٥) بلاطات محملة بأعمال أعمدة

عندما تتحمل البلاطة حمل مركزي على شكل رقية عمود مصبوبة مائلاً مع البلاطة فإن شكل خطوط الكسر يكون كالمبين في شكل (٧-١٢) أسفله:



(أ) بلاطة بسيطة الإرتكاز في جميع الأطراف والأركان حرة. (ب) حمل عمود غير مركز يُعتبر على أنه حمل خطي والبلاطة بسيطة الإرتكاز في جميع الأطراف مع أعمال تأثير الأركان.

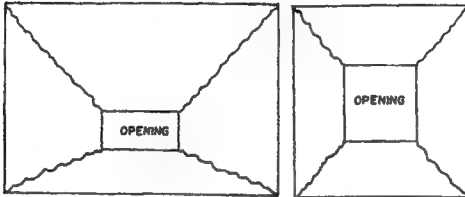


(ج) بسيطة الإرتكاز على جهتين متقابلتين والجهتين الأخرين حرة الأرتكاز.

(د) بلاطة محملة على الأركان فقط.

(٦-٧) حالة بلاطات ذات فتحات:

أحد التطبيقات الهامة ومزايا نظرية خطوط الكسر هي التحليل الجيد للبلاطات ذات الفتحة وهذا التحليل سهل التطبيق .



شكل (٧-١٣)

ويجب في هذا الحالات تطبيق طريقة الشغل التخيلي Virtual work method للتحليل ويجب عدم استخدام طريقة الاتزان equilibrium method وعموما تكون هنا قوى Knot force حول أي فتحة غير متماثلة في البلاطات عند أركان الفتحات وذلك عندما يتقابل أي خطي كسر عزوم موجبة عند ركن الفتحة .

(٧-٧) تحليل البلاطات المسطحة بطريقة خطوط الكسر

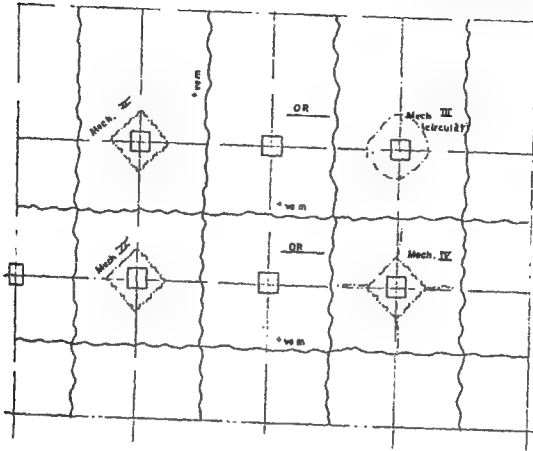
Analysis of flat slabs

من التطبيقات لنظرية خطوط الكسر استخدامها في حل للبلاطات المسطحة بأمان.

(أ) حالة بلاطات مسطحة بدون تيجان أعمدة Column head أو بواكى سقوط

Marginal beams. أو كمرات طرفية.

ميكانيزم (١) حالة ٣ بواكى.



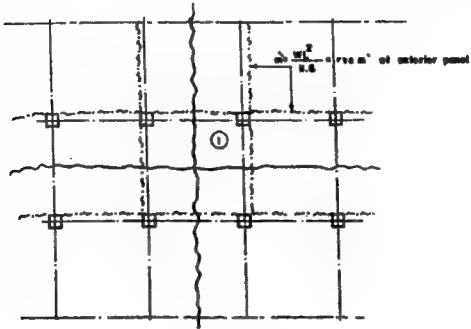
شكل (٧-١٥)

ملاحظة:

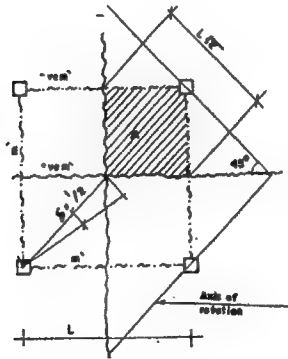
يجب فحص إجهاد الاختراق Punching shear قبل حل البلاطة المسطحة

بطريقة خطوط الكسر .

حلء الميكانيزم الموضح بالشكل (٧-١٤): أنظر الصفحة التالية



شكل (٧-١٦-أ)



شكل (٧-١٦-ب)

$$W_e = 4 \cdot wL \times L \times 1/2 = \frac{wL^2}{2}$$

$$\text{Internal work} = 4 mL \sqrt{(2) \times \frac{1}{L\sqrt{(2)}}} + 4m'L \sqrt{(2) \times \frac{1}{L\sqrt{(2)}}} = 4m + 4m'$$

If $m = m'$

$$\text{internal work} = 8m$$

$$w_e = w_i$$

$$\frac{wL^2}{2} = 8m$$

$$m = m' = \frac{wL^2}{16}$$

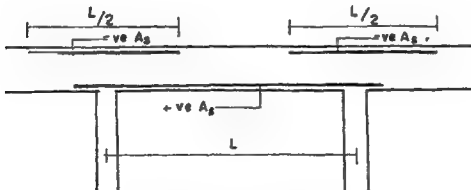
Note:

$$\text{Moment in edge panel } +ve m = \frac{wL^2}{11.6}$$

$$-ve m = \frac{wL^2}{11.6}$$

Moment in interior panel

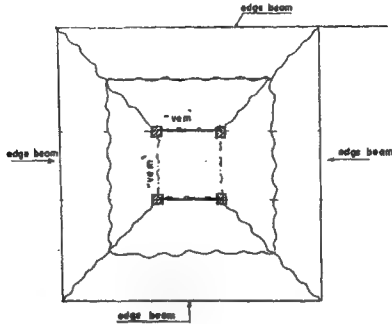
$$-ve = +ve m = \frac{wL^2}{16}$$



$+ve m \rightarrow +ve A_s \rightarrow$ in all the span

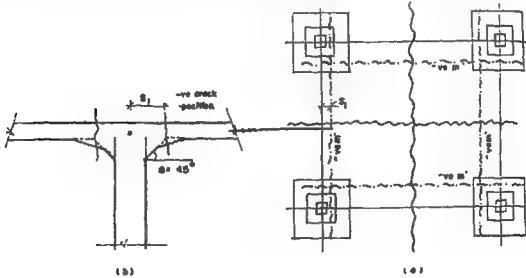
$-ve m \rightarrow -ve A_s \rightarrow$ in half length the of th span

Cas(2) : Flat Slab With Edge Beam:



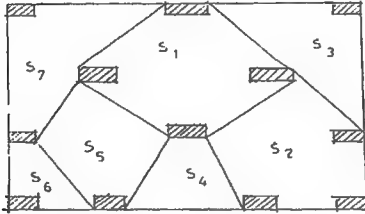
(٣) حالة

بلاطة مسطحة بدون كميرات طرفية ولكن بوجود بواكي سقوط تيجان أعمدة.
هذه المشكلة تتضمن تحديد أماكن الشروخ السالبة (نتيجة العزوم السالبة) كما
هو موضح بالشكل (٧-١٨ ب) أسفله.

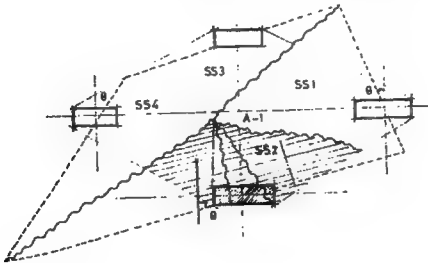


خطوط تصميم بلاطات مسطحة محملة على أعمدة غير منتظمة التوزيع
بطريقة التحليل بنظرية الكسر .

١- نقوم بتقسيم السقف الى قطع من البلاطات محددة بثلاث أو أربع أو خمس
أعمدة كما موضح بالشكل (٧-١٩).



٢- نقوم برسم خطوط محاور الدوران لكل قطعة من البلاطة . هذا المحاور
تكون مائلة بزاوية 0° أقل وتساوى 45° درجة على المحاور الرئيسية للأعمدة
المعتبرة .



شكل (٧-١٩)






٣- أرسم شكل خطوط الكسر (الميكانيزم) الذي يوضح مرور خطوط الشروخ، هذه الشروخ يجب أن تمر عبر نقط تقاطع محاور الدوران كما هو موضح بالشكل (٧-١٩)






٤- لكل شريحة من شرائح البلاطة $1SS$ ، $2SS$ إلى آخره $2SS$ ، $3SS$ ، نقوم بحساب الشغل الخارجي والشغل الداخلي ثم نكتب معادلة الطاقة والتي منها يمكن الحصول على عزم الانحناء الأقصى.

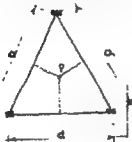


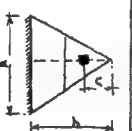
٥- نقوم بتصميم جميع القطاعات الخرسانية لمقاومة العزوم السالبة والموجبة .

ملاحظات:

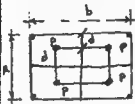
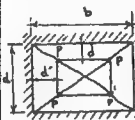
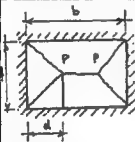
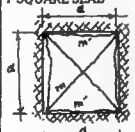
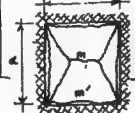
- ١- يمكنك إهمال الاستمرارية أولاً ثم نحصل على العزم الموجب .
- ٢- الخطوة الثانية تكون بافتراض أن الأطراف كاملة التثبيت $totally\ fixed$ لحساب العزم القصي السالب والعزم الأيمن الموجب .
- ٣- للحصول على حل تقريبي نأخذ القيم المتوسطة لكل من العزوم السالبة والعزم الموجبة لكل قطعة من قطع البلاطة .


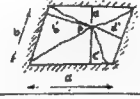



| Shape and condition of support | Load | Moment |
|--|--|--|
| (c) TRIANGULAR SLAB  | Uniformly distributed | $m = \frac{Q}{3} \frac{\sin A \cdot \sin B \cdot \sin C}{\sqrt{(1+\phi)}_a \sin A + \sqrt{(1+\phi)}_b \sin B + \sqrt{(1+\phi)}_c \sin C}$ |
|  | concentrated ($m' = \phi m$) | $m = \frac{P}{1+\phi} \cdot \frac{1}{\frac{a}{ha} + \frac{b}{hb} + \frac{c}{hc}}$ |
|  | uniformly distributed ($m' = \phi m$) | $m = \frac{Q}{1+\phi} \cdot \frac{1}{31.2}$ i.e, for $m=m'$ $m = \frac{Q}{62.4}$ |
|  | uniformly distributed | $m = \frac{Q}{31.2}$ |
|  | concentrated | $m = \frac{P}{10.38(1+\phi)}$ $\phi = 0.5 \quad m = P/15$ $\phi = 1.0 \quad m = P/20.7$ $\phi = 1.5 \quad m = P/25.9$ $\phi = 2.0 \quad m = P/31.14$ |

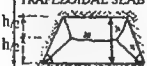
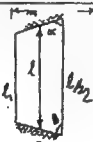
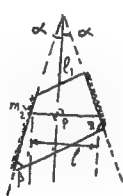
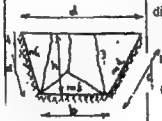
| Shape and condition of support | Load | Moment |
|---|-----------------------------------|--|
|  | concentrated | $m = \frac{P}{10.38}$ |
|  | concentrated ($m' = \phi m$) | $m = \frac{1}{2\phi + 3} \cdot \frac{Px}{a}$ i.e. for: $m = m'$ $m = \frac{Px}{7a}$ |
|  | concentrated ($m' = \phi m$) | $m = \frac{1}{2\phi + 3} \cdot \frac{Px}{a}$ i.e. for: $m = m'$ $m = \frac{Px}{5a}$ |
|  | concentrated | $m = \frac{Px}{3a}$ |
|  | uniformly distributed | $m = m' = \frac{qa^2}{36} = \frac{Q}{18}$ |





| Shape and condition of support | Load | Moment |
|--|--|---|
|  | concentrated | $m = \frac{P}{2.60}$ |
|  | concentrated $3 P$ in homologous position | $m = \frac{2 P \sqrt{3}}{3} \cdot \left(1 - \frac{\alpha'}{\alpha}\right)$ |
|  | concentrated | $m = \frac{P \sqrt{3}}{6} \cdot \left(1 - \frac{\alpha'}{\alpha}\right)$ |
|  | uniformly distributed | $m = \frac{1}{8} \cdot q h^2 \cdot \frac{\left[\frac{2}{3} + \frac{c}{h}\right]}{\left[\frac{1}{2} + \frac{c}{h}\right]}$ |






| Shape and condition of support | Load | Moment |
|--------------------------------|---|--|
| | uniformly distributed | $m = \frac{q \cdot b}{8 \left(1 + \frac{a}{b} + \frac{b}{a} \right)}$ |
| | concentrated | $m = \frac{P}{\frac{a}{a'}(1+\phi_1) + \frac{b}{b'}(1+\phi_2) + \frac{a}{c'}(1+\phi_3) + \frac{b}{d'}(1+\phi_4)}$ |
| | concentrated P at the center ($m' = m\phi$) | $m = \frac{P}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a} + 2 \left[\frac{(2+\phi_1+\phi_2)}{b} + \frac{(2+\phi_3+\phi_4)}{a} \right]}$ |
| | concentrated ($m' = m\phi$) | $m = \frac{P}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a} + 4 \left[\frac{1}{b} + \frac{1}{a} \right] (1 + \phi)}$ |
| | concentrated ($m' = m\phi$) | $m = \frac{P}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a} + 4 \left[\frac{1}{b} + \frac{1}{a} \right]}$ |
| | concentrated P at an arbitrary point | $m = \frac{P}{\left[\frac{a}{a'} + \frac{b}{b'} + \frac{a}{b-a'} + \frac{b}{a-b'} \right]}$ |

| Shape and condition of support | Load | Moment |
|--|---|--|
|  | concentrated (4) symmetrical concentrated loads | $m = \frac{Pd(a^2 + b^2)}{a^2b}$ <p>Taking into account that $d' = d(h/4)$</p> |
|  | concentrated (4) symmetrical concentrated loads | $m = P \frac{2bd}{a^2 + b^2}$ <p>Taking into account that $d' = d(h/2)$</p> |
|  | concentrated (2) symmetrical concentrated loads | $m = \frac{P}{\left\{ \frac{a}{d} + \frac{2b}{a} \right\}}$ |
| <p>F SQUARE SLAB</p>   | <p>uniformly distributed</p> <p>uniformly distributed</p> | <p>a) $m' = m$ $m = \frac{qa^2}{48} = \frac{Q}{48}$</p> <p>b) $m' = 0.5m$ $m = \frac{35.7}{Q}$</p> <p>c) $m' = m$ $m = \frac{41.1}{Q}$</p> <p>d) $m' = 0.5 m$ $m = \frac{32.5}{Q}$</p> |

| Shape and condition of support | Load | Moment |
|---|---|---|
| <p>SKT'W SLAB</p>  | uniformly distributed | <p>W acute (1) Use the same formulae as for rectangular slab with sides l_1 and l_2 W obtuse (2) The corresponding rectangular slab will have sides l_1 and (short diagonal) In both cases the moment obtained should be multiplied by the coefficient $[1.75(2/3)\sin(w)]$ $w \geq 30^\circ$</p> |
|  | concentrated | $m = \frac{P}{\left[\frac{a}{a'} + \frac{b}{b'} + \frac{a}{c'} + \frac{b}{d'} \right]}$ |
|  | concentrated on the area indicated in the diagram | <p>Use the same formulae as for the rectangular slab with sides a and b The dimensions of the loads are given by l_1 l_2; c; and $\sin(w)$</p> |
|  | uniformly distributed | <p>(1) $V \leq 90^\circ$ $m = \frac{q l_1^2}{8}$ (2) $V > 90^\circ$ $l_1 = \frac{ab}{\sqrt{(1+\phi)} + \sqrt{(1+\phi^2)}}$ $m = \frac{q a^2}{8}$</p> |
|  | concentrated at the center of a diagonal | $m = k \frac{P}{[(1+\phi) + (1+\phi^2)]^2}$ <p>where $K = (a/b) \cdot \sin(w)$ for $a < b$ $a \cdot d \cdot b \cdot \cos(w)$ for $b < a$ $2b \sin(w)$ So $a > b$ calculate also by means of $m = \frac{P}{(m_1^2 + m_2^2) - P/(2m)}$ This formula will be valid if it gives a larger value x "m" than the previous formula does.</p> |

| Shape and condition of support | Load | Moment |
|--|-----------------------|---|
| TRAPEZOIDAL SLAB  | Uniformly distributed | Use the same formulac as for the rectangular slab, the width being measured at mid-height of the trapezium; the moment m must be multiplied by $1.75 - (1/3) \cdot (\sin \alpha' + \sin \alpha)$ |
|  | Uniformly distributed | Adopted the larger of the two following values: $m = \frac{1}{8} q l^2 - \left[\frac{m_1'}{2 \sin^2 \alpha} + \frac{m_2'}{2 \sin^2 \beta} \right]$ $m = \frac{1}{8} q l_1^2 - \left[\frac{m_1' + m_2'}{2} \right]$ |
|  | concentrated | The load P is located on the bisector of the angle bounded by the non-parallel sides of the trapezium. The length L is determined by the perpendicular to the bisector passing through the load P. Take the formula which gives the largest value for m. $m = \frac{PL}{4h} - \left(\frac{m_1'}{2 \sin^2 \alpha} + \frac{m_2'}{2 \sin^2 \beta} \right)$ $m = \frac{PL}{4h} - (m_1' + m_2') \times (1/2)$ |
|  | uniformly distributed | $m = m_o + m_i$ where $m_o = \frac{1}{12} q h^2 \frac{b + 2d - a - c}{a + b + c + d}$ and $m_i = \frac{a m_1' + b m_2' + c m_3'}{a + b + c - d}$ |

| Shape and condition of support | Load | Moment | | | | | | | | |
|---|--|---|--------------|--------------|------------|---------------|--------------|---------------|------------|---------------|
| CIRCULAR SLAB  | uniform linear distribution along an interior concentric circle (radius b) and concentrated | $m + m' = \frac{1}{6} qa^2 + q'b \left(1 - \frac{a}{b}\right) + \frac{P}{2\pi}$ | | | | | | | | |
|  | uniformly distributed ($m=m'$) | $m = \frac{qr^2}{12} = \frac{Q}{37.6}$ | | | | | | | | |
|  | uniformly distributed | $m = \frac{qr^2}{6} = \frac{Q}{18.8}$ | | | | | | | | |
|  | concentrated ($m'=\phi.m$) | $m = \frac{P}{2\pi (1 + \phi)}$ <p>i.e., for:</p> <table> <tr> <td>$\phi = 0.5$</td> <td>$m = P/9.47$</td> </tr> <tr> <td>$\phi = 1$</td> <td>$m = P/12.56$</td> </tr> <tr> <td>$\phi = 1.5$</td> <td>$m = P/15.68$</td> </tr> <tr> <td>$\phi = 2$</td> <td>$m = P/18.84$</td> </tr> </table> | $\phi = 0.5$ | $m = P/9.47$ | $\phi = 1$ | $m = P/12.56$ | $\phi = 1.5$ | $m = P/15.68$ | $\phi = 2$ | $m = P/18.84$ |
| $\phi = 0.5$ | $m = P/9.47$ | | | | | | | | | |
| $\phi = 1$ | $m = P/12.56$ | | | | | | | | | |
| $\phi = 1.5$ | $m = P/15.68$ | | | | | | | | | |
| $\phi = 2$ | $m = P/18.84$ | | | | | | | | | |

| Shape and condition of support | Load | Moment |
|--|-----------------------|---|
|  | concentrated | $m = \frac{P}{6.28}$ |
|  | uniformly distributed | $m = \frac{Q}{14.1}$ |
|  | concentrated | $m = \frac{P}{5.20}$ |
|  | concentrated | $m = \frac{P}{5.66}$ |
|  | concentrated | $m = \frac{P}{n} \cdot \frac{r}{c}$ <p>i.e. for:</p> <p>n=2 m=P/4</p> <p>n=5 m=P/5.87</p> <p>n=6 m=P/6</p> <p>n=8 m=P/6.11</p> <p>n=10 m=P/6.18</p> <p>n=12 m=P/6.22</p> <p>n=∞ m=P/6.28</p> <p>n=total number of columns along the perimeter of the circle.</p> |

| Shape and condition of support | Load | Moment |
|--------------------------------|---|--|
| | uniformly distributed ($m=m'$) | $m = \frac{qa^2}{14.4}$ |
| | uniformly distributed | $m = \frac{qa^2}{7.2}$ |
| ANNULAR SLAB | uniformly distributed (q) and linearly distributed along the circumference (q). | $m'_h=0; m'_v = \frac{1}{6} q(a-b)(2a+b)+qa$ $m'_h=m'_v; m' = \frac{1}{6} q(a-b)^2(2+\frac{a}{b})+q(a-b)$ |
| | uniformly distributed (q) and linearly distributed along the circumference (q). | $m'_h=0; m'_v = \frac{1}{6} q(a-b)(a+2b)+qb$ $m'_h=m'_v; m' = \frac{1}{6} q(a-b)^2(\frac{a+2b}{2a-b})+qb(\frac{a-b}{2a-b})$ |
| | uniformly distributed | $m'_h+2m+m'_v = q \frac{(a-b)^2}{15} (2.75+\frac{b}{a})$ |



الباب الثامن

البلاطات المصمتة ذات الأعصاب

WAFFLE SLABS (RIBBED)

البلاطات المصمتة ذات الأعصاب WAFFLE SLABS (RIBBED)

التعريف:

البلاطات ذات الأعصاب تتكون من نظامين من الأعصاب المتوازية متقاربة المسافات في الاتجاهين المتعامدين للبلاطة، وأعصاب هذه البلاطات تكون عادة ذات مسافات وذلك لسهولة إنشاءها بواسطة الشدات الخشبية أو المعدنية ذات البلوكات البلاستيكية الخاصة كذلك لسهولة تحليلها إنشائياً.

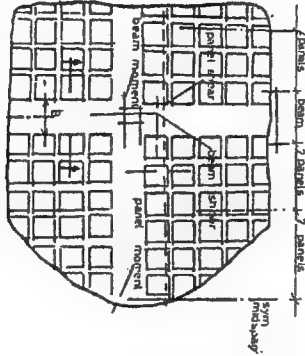
اعتبارات معمارية.

هذا النظام يعطى شكلاً معمارياً جميلاً وكذلك يوفر للمعماري ارتفاع صافى وكذلك هذا النظام يقوم بتسهيل عمليات الإضاءة والتكيف للمبنى.

أنواع البلاطات ذات الأعصاب

أ- البلاطات ذات الأعصاب والكمرات المدفونة.

كما هو مبين بالشكل (٨-١) فإنها تعتبر مماثلة للبلاطات ذات البلاطات المفردة في الاتجاهين Two way Hollow Block والتي سبق شرحها في الباب الخامس مع الفارق أن هذه البلاطات ذات الأعصاب لا يوجد بها أى مواد مالئة blocks ولكنها تترك بالفراغات الواسعة بين الأعصاب فارغة.

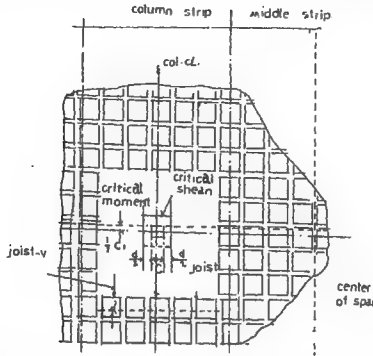


مخطط يبين بولكى العزوم والقطاعات الحرجة فى البلاطات ذات الأعصاب شكل (٨-١) والكمبرات المدفونة فى الاتجاهين.

ب- البلاطة المسطحة ذات الأعصاب: Flat waffle slabs.

هذا النوع يتكون من أعصاب فى الاتجاهين مع عمل جزء مصمت Solid head يعلو الأعمدة مما هو مبين بالشكل (٨-٢).

هذا النظام يودى الى توزيع جساءة البلاطة مماثل لتوزيع جساءة البلاطات المسطحة ذات بولكى السقوط Solid flat slab with drop panel ويمكن للقارئ ملاحظة أن الجزء الأوسط من شريحة العمود يكون ذو أعصاب لأن عزم الانحناء السالب فى هذه المنطقة يكون منخفض القيمة ويجب على المصمم اتباع كل المبادئ والشروط الواردة فى الباب الخامس وللخاصة بالبلاطات المفرغة hollow block slabs.



شكل (٨-٢) مخطط بين بواكى العزوم والقطاعات الحرجة فى البلاطات ذات الأعصاب فى الاتجاهين طرق التحليل الإنشائى للبلاطات ذات الأعصاب:

كما سبق ذكره فإن النوع (أ) يعتبر مماثل للبلاطات المفرغة ذات الاتجاهين فى تحليلها الإنشائى والتصميم.

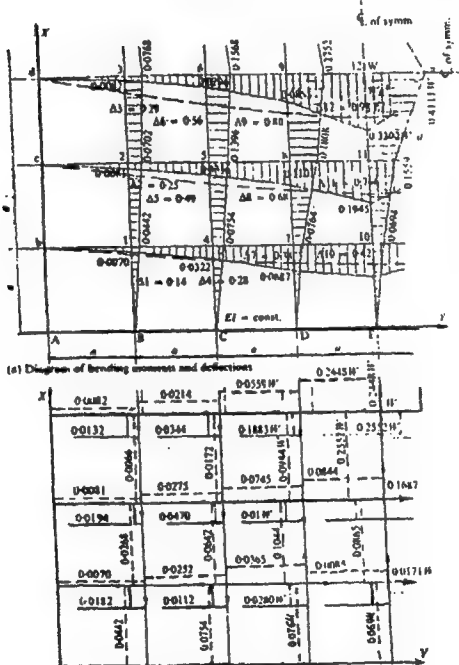
أما النوع (ب) فيمكن حله بالطرق التقريبية السابق شرحها فى الباب السادس والخاصة بالبلاطات المسطحة flat slabs وهى كالتالى:

١- طريقة التحليل الفرضى بالكود Direct code method.

٢- طريقة الإطارات المكافئة Equivalent Frame method.

كما توجد أيضاً طريقة شبه مؤكدة للحل عن طريق التحليل الإنشائى بالمصفوفات بطريقة الإزاحة displacement method أو بطريقة القوة force method وفى هذه الطريقة المؤكدة فإن القيم المجهولة عند نقاط التقاطع للأعصاب هى كالتالى: عزوم الانحناء فى الاتجاهين، للترخيم وعزوم الالتواء خصوصاً عند الأركان وهذه القيم المجهولة يمكن حسابها عن طريق وضع مصفوفة ولكن نظراً لكثرة عدد التقاطعات للأعصاب فإن حجم المصفوفة يكون كبيراً جداً، وعلى كل

الأحوال فإنه بحذف عزوم الالتواء يمكن أن ينقص من حجم المصفوفة ولكن هذا سيؤثر بالتأكيد على دقة الحل الناتج. ولكن باستخدام أجهزة الكمبيوتر الحديثة فإن هذا الحل باستخدام المصفوفات يصبح سريعاً جداً وبسيط.



مثال لتفصيل تحليل البلاطات ذات الأضراس في الاتجاهين. شكل (٨-٧)

الشدات المستخدمة في تنفيذ البلاطات ذات الأعصاب Waffle Slab:

إن استخدام الشدات الخشبية في هذا النوع من البلاطات يعتبر حل غير اقتصادي ومكلف جداً.

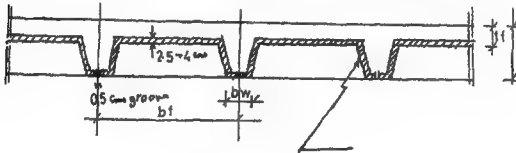
وأيضاً فإن استخدام بلوكات مألثة مثال البلوكات المفرغة يعتبر أيضاً حل غير اقتصادي نتيجة كبر أبعاد البلاطات ذات الأعصاب والتي تؤدي إلى زيادة الأحمال الميتة على السقف.

لأسباب السابقة فإنه يوجد حلين رئيسين للشدات لهذا النوع من البلاطات.

١- شدة قباب قشرية خرسانية سابقة للصب:

وسمكها يصل إلى حوالي ٢,٥ سم إلى ٤ سم وتترك أسياخ تسليح رفيعة wires أعلى السطح العلوي للشدة لتحقيق مزيد من التماسك مع الخرسانة الطازجة للسقف.

ويترك السطح الخارجى للشدة أملس ونظيف حتى لا تحتاج إلى بياض بعد ذلك لأن هذه الشدة تترك في مكانها بعد التنفيذ.



شكل (٨-٤) شدة قشرية سابقة للصب

(b_f) يتراوح بين ٠,٦ متر إلى ١,٠٠ متر.

الوزن الذاتي للبلاطات ذات الأعصاب يمكن حسابه من المعادلات الآتية:
للبلاطات المربعة ذات الأعصاب.

$$W_s = t_f + 2 \frac{b_w}{b_f} (t - t_f)$$

للبلاطات المستطيلة ذات الأعصاب:

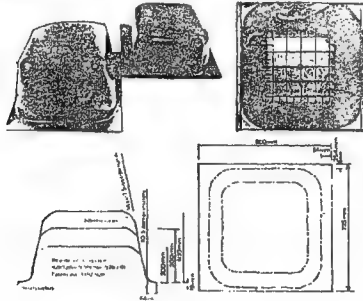
$$W_s = t_f + 2 \left(1 + \frac{b_{f2}}{b_{f1}}\right) \frac{b_w}{b_f} (t - t_f)$$

حيث b_{f2}, b_{f1} هي المسافات بين محاور الأعصاب في الاتجاهين الطويل والقصير.

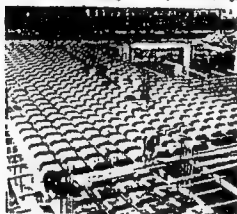
٢- الشدات من نوع M-Moulds:

وهي شدات من مادة البروبيلين المحقون وهي خفيفة في الوزن سهلة في التداول وتشكل وتكون الشدة اللازمة للأعصاب بمسافات بينية ٨٠ سم في الاتجاهين، وهي تنتج بثلاث مقاسات مختلفة للعمق وهي عمق ٢٠ سم، ٣٠ سم أو ٤٠ سم.

وهذا النوع من الشدات M-Moulds ملمسه ناعم ويعطى تشطيب جيد للسطح عندما تكون ملتصقة بالخرسانة وهذا النوع من الشدات يعتبر أكثر الأنواع وفرة من الناحية الاقتصادية وخصوصاً في حالات الأسقف ذات البحور الطويلة وكلما كان السقف أعمق كلما كان التوفير أكبر في المواد والأوزان.

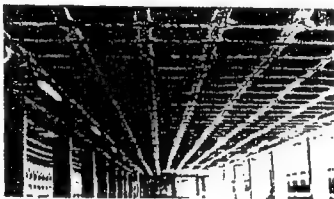


Millform support system specially designed for use with M-forms. The moulds and Millform beams and braces are removed 2/3 day after casting.

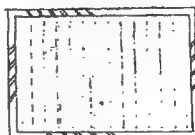
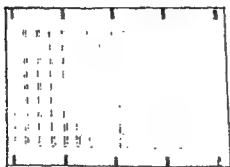


Fig(8-5)

M-forms have been used in the construction of more than a score of multi-storey car parks involving over 10,000 car spaces.



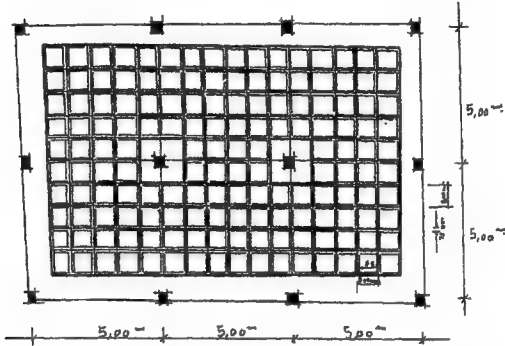
Fig(8-6)



شكل (٧-٨)

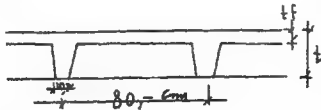
مثال محلول

المطلوب تصميم السقف المبين في الشكل لتحمل حمل حي $= 400 \text{ كجم/م}^2$ مع العلم أن الأعمدة $50 \text{ سم} \times 50 \text{ سم}$ وارتفاع الدور $= 3,00$ متر وجهاد كسر مكعبات الخرسانة المسلحة للمميز بعد 28 يوماً لا يقل عن 200 كجم/سم^2 .



هذه المسئلة لا يمكن حلها بطريقة الحل الفرضي للكود المصري للبلاطات المسطحة Empirical code لأن السقف يتكون من باكيتين فقط من الاتجاه القصير للمبنى.

ولذلك يجب حل هذه المسئلة بطريقة الإطارات المكافئة equivalent frame method



الحل:

Preliminary Dimensions

Choose $t_f = 8 \text{ cms} = 80 \text{ cms}/10$

$b_w = 15 \text{ cms} \equiv (\text{depth}/3)$

Loads:

$$\text{O.wt. of slab} = 2.5 \times 0.08 + 2 \frac{0.15}{0.80} (0.38 - 0.08) = 0.48 \text{ t/m}^2$$

$$\text{flooring} = 0.15 \text{ t/m}^2$$

$$\text{L.L.} = 0.40 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Total } w = 1.03 \text{ t/m}^2$$

CHECK FOR PUNCHING STRESS

At secⁿ I-I we get the maximum punching or two way-shear:

$$Q_{\max} = 1.03 \times (5 \times 5 - 0.88^2) = 24.95 \text{ tons}$$

$$q = \frac{24.95 \times 1000}{0.87 \times 35 \times 4 \times 88} = 2.34 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ O.K. safe}$$

You can reduce the total thickness to = 28 cm

$$\text{i.e. } t = (20+8) = 28 \text{ cms}$$

$$Q_{\max} = 1.03 (5 \times 5 - 0.78^2) = 25.12 \text{ tons}$$

$$q_{\max} = \frac{25.12 \times 1000}{0.87 \times 25 \times 4 \times 78} = 3.70 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ O.K.}$$

Stiffness:

Long Directions:

$$I \text{ for one rib} = \mu B t^3$$

where

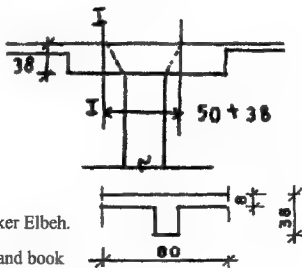
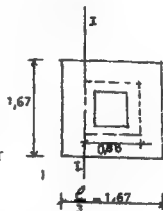
$$\frac{b_0}{8} = \frac{15}{80} = 0.19$$

$$\frac{t_s}{t} = \frac{8}{30} = 0.12$$

from table (1-6) Dr. Shaker Elbeh.

$$\mu = 305 \times 10^{-4} \text{ hand book}$$

$$I_s = 305 \times 10^{-4} \times 0.80 \times 0.38^3 = 0.0013 \text{ m}^4$$



I_s at mid span (cL \rightarrow cL) =

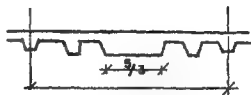
$$5 \times 0.0013 = 0.0065$$

I_{solid} at column head

$$= \frac{5/3 \times 0.38^3}{12} + 2 \times 0.0013$$

$$+ 2 \times 0.5 \times 10.0013 = 0.011 \text{ m}^4$$

$$I_3 \text{ columns} = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} = 0.0052$$



Relative Inertia:

$$I_1: I_2: I_3 = 0.0065 : 0.011 : 0.0052$$

$$= 1 : 1.69 : 0.80$$

For the shown member of variable inertia and from tables, we can get c.o.f., stiffness factors, and fixed end moments as follows:

$$t_2/t_1 = \sqrt[3]{1.69/1} = 1.19 = 1.2$$

$$r = 1.2 - 1 = 0.2$$

for $r = 0.4$

$a = 0.167$ and by interpolation,

from table (54) Page() chapter (6)

$$C_{AB} = C_{BA} = 0.583 + \frac{0.067}{1} \times (0.634 - 0.583) = 0.617$$

$$K_{AB} = K_{BA} = 5.49 + \frac{0.067}{0.1} (7.32 - 5.49) = 6.716$$

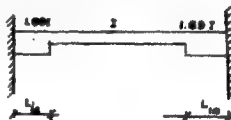
$$\text{Coef. of F.E.M} = 0.0921 + \frac{0.067}{0.1} (0.097 - 0.0921) = 0.095$$

For $r = 0$ $a = L$ $k = 4$

$$C_{AB} = C_{BA} = 0.5$$

For $r = 0.2$ $a = 0.167$

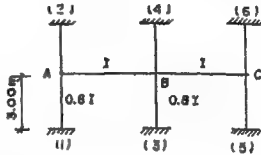
$$K_{AB} = K_{BA} = \frac{6.716 + 4}{2} = 5.36$$



$$C_{AB} = C_{BA} = \frac{0.5 + 0.617}{2} = 0.56$$

$$\text{Coeff. of F.E.M} = \left(\frac{1}{12} + 0.095 \right) / 2 = 0.089$$

$$\begin{aligned} \text{F.E.M AB} &= \text{F.E.M.BA} \\ &= \pm 0.089 \times 1.03 \times 5 \times (5)^2 \\ &= \pm 11.46 \text{ m.t.} \end{aligned}$$

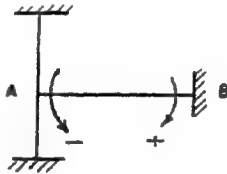


Distribution Factors (short Dir n)

Joint (A)

$$K_{AB} = \frac{5.361 / 5}{4 \times \frac{0.81}{3} + \frac{I}{5} \times 5.36 + 4 \times \frac{0.81}{3}} = \frac{1.072}{1.072 + 2.13} = 0.33$$

$$K_{A-1} = K_{A-2} = 0.33$$

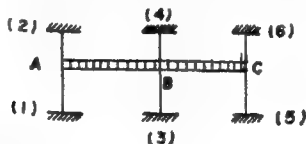


Joint (B)

Symmetric Joint taken as fixation

Now we shall go to moment distribution table.

| Joint | 1 | 2 | A | | | B | Notes |
|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| Section | 1 -- A | 2 -- A | A -- 1 | A -- 2 | A -- B | B -- A | |
| K | 1 | 1 | 0.33 | 0.33 | 0.33 | 1 | |
| C.O.F. | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.56 | 0.56 | |
| F.E.M. | 0 | 0 | 0 | 0 | -11.46 | +11.46 | |
| Bal. M. | 0 | 0 | +3.78 | +3.78 | +3.89 | 0 | |
| C.O.M. | 1.89 | 1.89 | 0 | 0 | 0 | +2.18 | |
| Bal. M. | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| Final M. | 1.89 | 1.89 | +3.78 | +3.78 | -7.57 | 13.46 | |

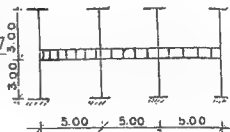
**LONG DIRⁿ**

$$W = 1.03 \times 5 = 5.15 \text{ ton/m}$$

You can make the moment distribution table by yourself.

DESIGN OF SHORT DIRECTION

$$\begin{aligned}
 M^{+ve} &= \frac{5 \times 1.03 \times 5^2}{8} - \frac{13.64 + 7.57}{2} \\
 &= 16.09 - 10.61 \\
 &= 5.49 \text{ m.t.}
 \end{aligned}$$



Column Strip:

$$M_{\max}^{-ve} = -0.75 \times 13.64 = -10.23 \text{ m.t.}$$

$$M_{\min}^{-ve} = -0.75 \times 7.57 = -5.68 \text{ m.t.}$$

$$M_{BA}^{+ve} = +0.55 \times 5.49 = 3.02 \text{ m.t.}$$

$$(B) \text{ resisting } M^{ve} = B/3 < B/2$$

i.e. the width of solid part over the column

$$= B_{\text{resisting}} M^{ve}$$

So we will decrease the -ve M according to the rules followed in flat slab with drop panel system.

FIELD STRIP:

$$M_{AB}^{-ve} = 0.25 \times 7.57 = 1.89 \text{ m.t.}$$

$$M_{BA}^{-ve} = 0.25 \times 13.46 = 3.41 \text{ m.t.}$$

$$M^{+ve} = 0.45 \times 5.49 = 2.47 \text{ m.t.}$$

$$B \text{ of filed strip} = (2/3) B > B/2$$

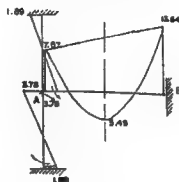
So we shall increase the moment resisted by filed strip by the following factor.

$$C = \frac{2B/3}{B/2} = 1.33$$

$$M_{AB}^{-ve} = 1.33 \times 1.89 = 2.52 \text{ m.t.}$$

$$M_{BA}^{-ve} = 1.33 \times 3.41 = 4.55 \text{ m.t.}$$

$$M_{BA}^{+ve} = 1.33 \times 2.47 = 3.29 \text{ m.t.}$$



CORRECTED COLUMN STRIP MOMENTS AND DESIGN:

$$M_{AB}^{-ve} = 7.57 - 2.52 = 5.05 \text{ m.t}$$

$$M_{BA}^{-ve} = 13.46 - 4.55 = 9.09 \text{ m.t}$$

$$M_{BA}^{+ve} = 5.49 - 3.29 = 2.2 \text{ m.t}$$

Then design the section of column strip.

$$\text{Max } M_{BA}^{-ve} / m = \frac{9.09}{5/3} = 5.45 \text{ m.t./m}$$

$$d = 0.313 \sqrt{\left[\frac{5.45 \times 10^5}{100} \right]} = 23.11$$

Take $t = 28 \text{ cms}$

if we take $t = 38 \text{ cms}$

then we have to reduce A_s

$$d = 34 = k_1 \sqrt{\left[\frac{5.45 \times 10^5}{100} \right]}$$

$$K_1 = 0.46 \rightarrow f_c = 38 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_2 = 1270$$

$$A_s = \frac{5.45 \times 10^5}{1270 \times 34} = 12.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

choose $7 \phi 16 / \text{m}$

if $t = 28$

$$A_s = \frac{5.45 \times 10^5}{1250 \times 34} = 18.16 \text{ cm}^2$$

choose $7 \phi 19 / \text{m}$

$$\text{Max } M_{AB}^{-ve} / m = \frac{5.05}{1.67} = 3.03 \text{ m.t}$$

$$A_s = \frac{3.03 \times 10^5}{1300 \times 34} = 6.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

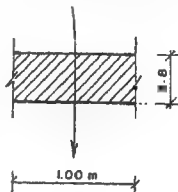
choose $6 \phi 13 / \text{m}$

if $t = 28$

$$A_s = \frac{3.03 \times 10^5}{1250 \times 24} = 10.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

choose $6 \phi 16 / \text{m}$

$$\text{Max } M_{AB}^{+ve} / \text{rib} = \frac{2.2}{\text{no of ribs}} = 2.2/5 = 0.44 \text{ m.t/rib}$$



$$d = 0.33 \sqrt{\left[\frac{0.44 \times 10^5}{86} \right]} = 7.7 \text{ cms} < 34 \text{ O.K.}$$

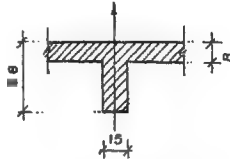
$$A_s = \frac{0.44 \times 10^5}{1300 \times 34} = 0.995 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 10 \text{ (1.57 cm}^2\text{)}$$

if we take $t = 28 \text{ cms}$

$$A_s = \frac{0.44 \times 10^5}{1300 \times 24} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 10 / \text{rib.}$$



DESIGN OF FILED STRIP

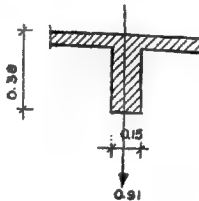
(Critical for ribs)

$$M_{BA}^{-ve} = 3.41 \times 1.33 = 4.95 \text{ m.t.}$$

$$M_{BA}^{-ve} / \text{rib} = 4.55 / 5 = 0.91 \text{ m.t.}$$

$$M_{AB}^{-ve} / \text{rib} = 2.52 / 5 = 0.5 \text{ m.t.}$$

$$M_{AB}^{+ve} / \text{rib} = 3.29 / 5 = 0.66 \text{ m.t.}$$



DESIGN OF SECTION B-A

$$d = 0.28 \sqrt{\left[\frac{0.91 \times 10^5}{15} \right]} = 21.8 \text{ cms}$$

if $b = 10 \text{ cms}$

$$d = 0.28 \sqrt{\left[\frac{0.91 \times 10^5}{15} \right]} = 26.71$$

take $t = 28 \text{ cms}$

if $t = 38 \text{ to reduce } A_s$

$$A_s = \frac{0.91 \times 10^5}{1250 \times 34} = 2.14 \text{ cm}^2$$

choose $2 \phi 13$

if $t = 28$

$$A_s = \frac{0.91 \times 10^5}{1250 \times 24} = 3.033 \text{ cm}^2$$

choose $1 \phi 13 + 1 \phi 16$

You can design all sections by the same procedure.

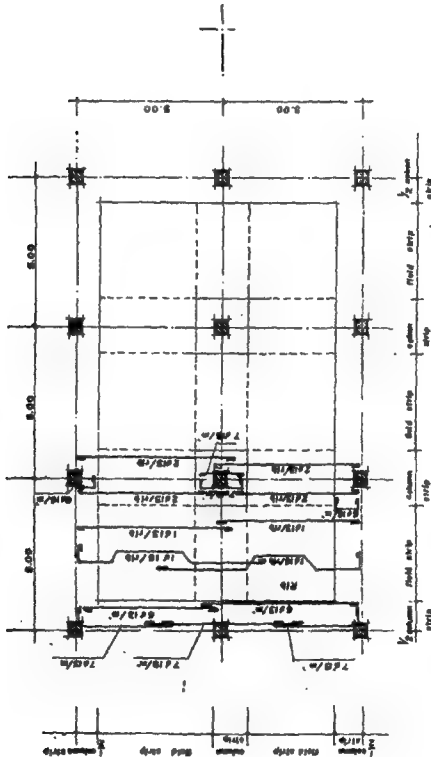


fig (8-13)

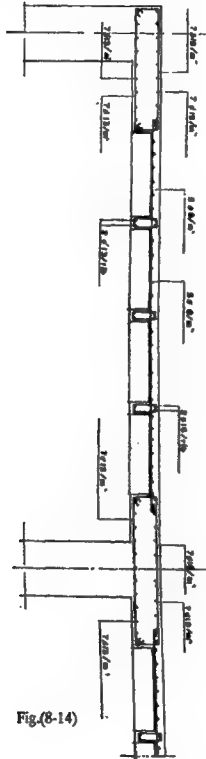


Fig.(8-14)



الباب التاسع

البلاطات المشاة بالرفع

LIFT SLAB

البلاطات المنشأة بالرفع

Lift slab .

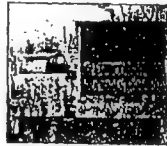
تعتبر هذه البلاطات أحد أنواع البلاطات سابقة التجهيز المركبة مع خرسانات مصبوبة في الموقع.

وفي هذه الطريقة لإنشاء البلاطات Lift SLAB فإن بلاطات الدور يتم صبها وتركيبها ورسها الواحدة فوق الأخرى عند منسوب الأرض ثم رفعها وربطها ب jacks عند المنسوب النهائي لها (معماريًا). أنظر شكل (٩-١).

وبلاطات الأسقف سابقة الرفع في المباني من الممكن أن تتكون من بلاطات مصمتة Solid slabs أو بلاطات ذات أعصاب Ribbed slabs (للبحور الكبيرة) والتي من الممكن أن تكون سابقة الإجهاد prestressed وفي البداية فإنه في هذا النظام من الإنشاء تم استخدام أعمدة خرسانية خصوصاً في أوروبا.

وأكبر مساحة سقف رفعت مرة واحدة كانت مساحتها ١٤٥٠ م^٢ وأكبر عدد من الأعمدة ساهم في رفعة واحدة كان ٢٤ عموداً وأكبر ارتفاع تم رفع بلاطة سقف إليه كان ٦٠,٠٠ متراً ويمكننا القول بأن هذا النوع من البلاطات يعتبر نظام إنشائي فسي مشاكله أكثر منه مشكلة تصميم.

ويوجد الكثير من العناصر الحاملة صنعت باستخدام أعضاء حديدية وفي تصميمك للسقف يجب عليك تصميم كل من العناصر الخرسانية والعناصر الحديدية للسقف.

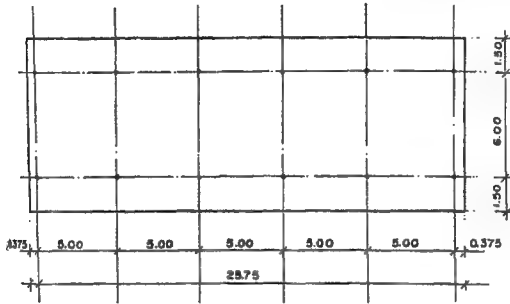


شكل (١-٩) - (٣-٩)



مثال لتقسيم البلاطات المرتفع بالرفع

صمم أسقف المبنى الموضح بالشكل (٤-٩) المكون من خمسة طوابق بارتفاع ٣,٠٠ متر لكل دور ومساحة الدور الواحد = ٢٣٠ م^٢ عدداً للمبنى ١٢ عمود وتخانة بلاطة سقف = ٢٠ سم.



شكل (٩-٤)

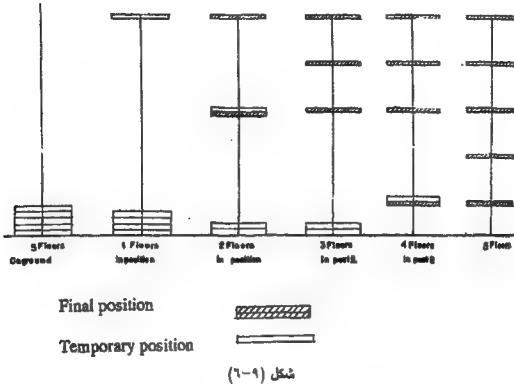
خطوات التصميم:

- ١- تحديد طول العمود المطلوب.
- ٢- عمل برنامج لرفع البلاطات لتحديد عدد البلاطات المطلوب رفعها في نفس الوقت.
- ٣- تصميم الأعمدة لتصبح قابلة لعملية الرفع.
- ٤- تصميم الأجزاء المعدنية المدفونة داخل البلاطات الخرسانية والأعمدة.
- ٥- تصميم البلاطات.

رفع البلاطات lifting

الطول الحر للعمود $= 3 \times 5 = 15,00$ م

برنامج الرفع Lifting Program.



عمود نموذج (١):

المساحة المحملة على عمود واحد = $٥ \times ٤,٥ = ٢٢,٥ \text{ م}^٢$

الأحمال النهائية:

الأحمال الميتة (٢٠ سم تخانة بلاطة)

$$= ٢,٥٠ \times ٠,٢٠ = ٠,٥٠ \text{ طن / م}^٢$$

الارضيات = $٠,٠٧٥ \text{ طن / م}^٢$

القواطع = $٠,١٢٥ \text{ طن / م}^٢$

الحمل الحي = $٠,٢٠ \text{ طن / م}^٢$

الحمل الكلى = $٠,٩٠ \text{ طن / م}^٢$

وفي حالتنا هذه سوف نستخدم طريقة التصميم بحالات الحدود القصوى وذلك

لأنها انسب طريقة لتحليل هذا النوع المتطور من البلاطات المنفذة.

وسوف نستخدم معامل أحمال = ١,٤٥ للحمل الميت ١,٧٥ للحمل الحي.
 الحمل الفعلي على العمود = $22,5 \times 5 + 0,7 \times 1,45 + 0,2 \times 1,75$.
 $P_u = 153,60$ طن.
 نفترض ن أبعاد العمود = ٤٠ سم (افتراض مبدئي).
 ونفرض إجهاد كسر مكعبات الخرسانة المسلحة القياسية بعد ٢٨ يوماً = ٣٥٠
 كجم/سم^٢ ومعامل يونج (E) = ٣٥٠ طن / م^٢.
 عزم القصور الذاتي = $I = \frac{(40)^4}{12} = 21,3 \times 10^4$ سم^٤.

المرحلة الأولى: Stage I

وزن بلاطة السطح المرفوعة = $22,5 \times 2,5 \times 0,2 = 11,25$ طن.
 الارتفاع المرفوع الية = ١٥,٠٠ م.

$$P_E = \frac{\pi^2 EI^2}{4L^2}$$

$$\therefore p_E = (3.14)^2 \times \frac{350 \times 21.3 \times 10^4}{(1500)^4} = 81.88 \text{ tons}$$

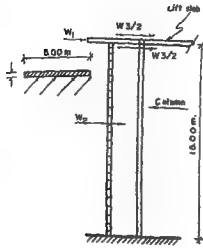
معامل الأمان = Factor of safety.

$$7.3 = \frac{81.88}{11.25}$$

تأثير قوى الرياح wind force.

يجب فحص المنشأ تحت تأثير الرياح عندما تكون البلاطة في أعلى نقطة من
 العمود ولكن قبل التركيب before connecting. نفترض أن ضغط الرياح
 = ٧٥ كجم / م^٢.

احمال الرياح:



W_1 = الحمل على حرف البلاطة.

W_2 = الحمل على العمود.

W_3 = الحمل نتيجة السحب drag force.

(W_3 = drag الاحتكاك بين عناصر البلاطة).

ونفترض أنها $70 \times 0.05 = 3.50$ كجم/م².

$W_1 = 0.2 \times 5 \times 70 = 70$ كجم.

$W_2 = 0.4 \times 15 \times 70 = 420$ كجم.

$W_3 = 3.50 \times 22.5 \times 2 = 157.5$ كجم.

(تساوى مساحة بلاطتين خرسانيتين فوق بعضهما)

مضروبة في القوى لكل متر مسطح).

$W_0 = W_3 + W_1$

$224.75 = 157.5 + 70$ كجم.

ومن مرجع مذكرة هندسة البلاطات المنشأ بالرفع

lift slab engineering manual.

نتيجة الانبعاج $M_{base} = M_0 + M$

$= W_0 \cdot L_1 +$

$$\frac{W_2 L}{2} + \left(\frac{W_0}{3} + \frac{W_2}{8} \right) \left[\frac{PL^3}{(1 - p/p_e)EI} \right]$$

$$= 243.75(15) + \frac{450(15)}{2} + \left[\frac{243.75}{3} + \frac{450}{8} \right] \left[\frac{11250 (15)^3}{1 - \left(\frac{11.25}{81.88} \right) EI} \right]$$

$EI = 74.55 \times 10^5 \text{ kg.m}^2$

Mat base = العزوم عند القاعدة = 7843 m. kg = 7.84 m.t

Lifting load حمل الرفع = 11.25 Tons

ويمكننا استخدام هذه القيم لتصميم العمود طبقاً لطريقة التصميم بإجهادات التشغيل Working Stress Design method كما يمكننا استخدام طريقة التصميم باستخدام الإجهادات القصوى Ultimate Strength Method Design باستخدام معامل الحمل = 1.40

وإذا كان العمود سوف يتم تصميمه طبقاً للكود البريطاني CP110 فيجب أن تأخذ في الاعتبار عزم ابتدائي (M_L) في الحسابات يساوى

$$M_L = \frac{ph}{17.5} \left[\frac{Lc}{h} \right]^2 \left(1 - \frac{0.0035Lc}{h} \right)$$

هذا العزم سيتم إضافته إلى العزوم القصوى على العمود

المرحلة الثانية Stage II

يتم ربط بلاطة السطح وتثبيتها على قمة العمود

عدد البلاطات المرفوعة = 3 - 4

حمل الرفع = 11.25 x 2 طن

طول الإنبعاث المؤثر للعمود = 0.6 x 2 x 15 = 18 متر

وذلك لكي يولى صافى بحره يساوى 15 متر



$$P_E = \frac{EI\pi^2}{4L^2} = \pi^2 \frac{350 \times 213 \times 10^4}{4(1500)^2} = 81.88$$

tons

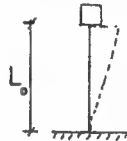
as in page ()

$$P_E = 81.88 \times \frac{(2 \times 15)^2}{(0.6 \times 2 \times 15)^2} = 227.4$$

tons

$$\text{factor of safety} = \frac{227.4}{22.5} = 10.1 \text{ O.K.}$$

cantilever with a guide
(Buckling length = 1.2 L_0
(or = 0.6 x 2 L_0))



check on columns as cantilevers resisting the wind for the whole building completely constructed

$$\text{Horizontal shear due to wind} = 5 \times 15 \times 75 = 5625 \text{ kgs}$$



spacing h

$$H^L \text{ shear/l column} = \frac{5625}{2} = 2812.5 \text{ kg/column}$$

no. of column in one row

M at base due to wind

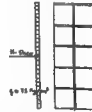
$$= 2812.5 \times \frac{15}{2} = 21093 \text{ kg.m}$$

N axial D.L./column

$$= 15.75 \times 5$$

1 slab no. of slabs

$$= 78750 \text{ kg.}$$



So again you have to check the design of columns using these values for M and N. as before.

طرق رفع الأسقف لمواضعها من الأعمدة:

هذه الطرق تكون باستخدام هيدروليك جاك والذي له تصميم خاص يناسب هذا الغرض. فى هذه الطريقة يستخدم كورل حديد يتم وضعه أعلى كل عمود لاستخدامه فى رفع البلاطات بين الأعمدة. هذه الكورل تصنع من حديد صلب طرى ولها وصلات خاصة وفى الصفحات التالية سوف يتم تصميم الكورل الحديد وأيضاً تصميم تثبيته فى العمود مع مراعاة الرسومات (٩-٨)، (٩-٩)، (٩-١٠).

تصميم البلاطة فى وضعها النهائى:

البلاطة فى الوضع النهائى يتم تصميمها على أساس أنها بلاطة مسطحة تحمل الأحمال النهائية الكلية عليها بما فيه الحمل الحى Flat Slab ويمكن تصميم البلاطة المسطحة بواسطة طريقة الأطار المكافئ المشروحة سابقاً فى الباب السادس أو يمكن استخدام طريقة خطوط كسر الخضوع المشروحة فى الباب السابع.

بواسطة إحدى هذه الطرق يمكن حساب للتخانة الأمانة للبلاطة التي تقاوم جهود الأختراق والعزوم ويمكن حساب المساحة المطلوبة لتحديد التسليح فى الإتجاهين.

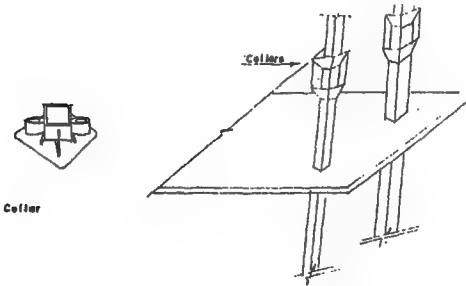
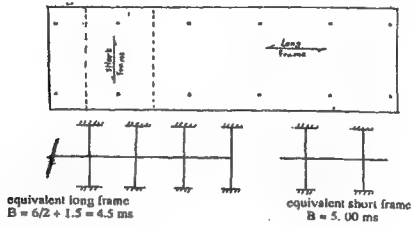


Fig.(9-9)

Fig.(9-8)

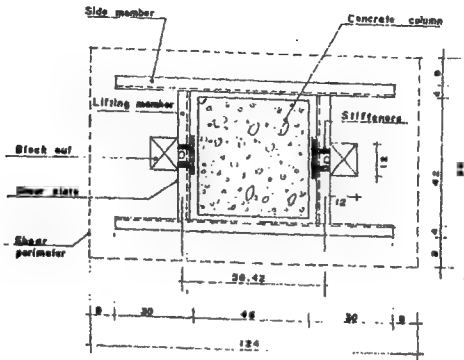


Fig.(9-10)

DESIGN OF COLUMN INSERT:

In case of lifting two slabs loads on insert

$$P = 2 \times 11.25 = 22.5 \text{ tons}$$

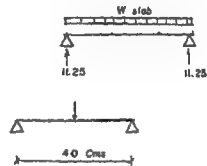
$$M = 11.25 \times 40/2 = 112.5 \text{ cm tons}$$

$$Z_{\text{required}} = \frac{112.5}{1.4} = 80.4 \text{ cm}^3$$

Area of web required for shear

$$= \frac{11.25}{0.8 \times 1.4} = 10 \text{ cm}^2$$

Weld steel plates to the web if required



DESIGN OF COLLARS:

TYPE (A) Fig. (9-10)

Lifting load for 2 slabs = 22.5 tons

final load = $22.5 \times 0.9 = 20.25$ tons

$$\text{shear perimeter required} = \frac{20250}{7 \times 0.5 \times 15} = 227 \text{ cms}$$

allowable concrete shear stress d shear

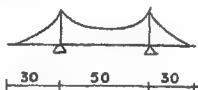
Shear perimeter available = $2(124 + 68 - 12) = 360 \text{ cm} > 227 \text{ O.K.}$

SIDE MEMBERS

Assume all the load is carried as a uniform distributed load on the side member.

$$W = \frac{22500}{2 \times 106} = 106.2 \text{ kg/cm}$$

$$M = \frac{106.2 \times 30^2}{2}$$



$$Z_{\text{req}} = \frac{M}{f} = \frac{106.2 \times 30^3}{2 \times 1400} = 34.2 \text{ cm}^3 \text{ use C. No. 10}$$

LIFTING MEMBERS:

$$M = \frac{22.5}{2} \times \frac{46}{4} = 129.37 \text{ cm.t.}$$

$$Z_{\text{req}} = \frac{129.37}{1.4} = 92.4 \text{ cm}^3$$

Try (1)

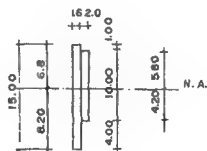
$$A = 15 \times 1.6 = 24$$

$$10 \times 2.0 = 20$$

$$\Sigma A = 44$$

$$e = \frac{24 \times 7.5 + 20 \times 9}{44} = 8.2$$

$$I_{N.A.} = \frac{1.6}{3} (8.2^3 + 6.8^3)$$



$$+ \frac{2}{3} (4.2^3 + 5.8^3) = 641.227 \text{ cm}^3$$

$$Z_{\min} = \frac{641.2}{8.2} = 78.2 \text{ cm} < Z_{\text{req}}$$

Try (2)

$$A = 16 \times 1.8 = 28.8$$

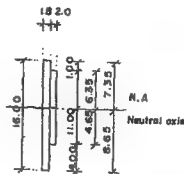
$$+ 11 \times 2.0 = 22.0$$

$$\Sigma A = 50.8$$

$$e = \frac{28.8 \times 8 + 22 \times 9.5}{50.8} = \frac{209}{50.8} = \text{cms}$$

$$I_{N.A.} = \frac{1.8}{3} (8.65^3 + 7.35^3) + \frac{2.0}{3} (4.65^3 + 6.35^3) = 864.3 \text{ cm}^4$$

$$Z = \frac{864.3}{8.65} = 99.9 \text{ cm}^3 > Z_{\text{req}} (92.4 \text{ cm}^2)$$



STIFFENERS:

$$M = \frac{11.25}{2} \times 6.03 = 33.92 \text{ cm. tons}$$

$$f = \frac{6M}{t.d^2}$$

$$d^2 = \frac{6M}{f.t}$$

choose 10 mm thick palte

$$d = \sqrt{\left[\frac{6 \times 33.92}{1 \times 1.4} \right]} = 12.06 \text{ cms}$$

choose d = 12.5 cms.



WELDS:

Lifting angle/side member

Load/weld = 6.625 tons.

Use 10 mm fillet weld.

capacity of weld = $9 \times 2 \times 1 \times 0.707 \times 0.56 = 7.11 \text{ tons}$ O.K.

Shear palte/lifting member

Load/palte = 11.25 tons

Use 15 mm fillet weld.

$$\text{Shear Perimeter available} = 2(7.15-12) + 84 = 203 \text{ cms} > 131 \text{ cms O.K.}$$

$$\text{U.D.L. on shear perimeter} = \frac{13000}{203} = 64 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Load on outer side member} = 2 \times 31.5 \times 64 = 4034 \text{ kg.}$$

$$\text{Load on inner side member} = 13000 - 4034 = 8966 \text{ kg.}$$

$$\text{Out of balance load} = 8966 - 4034 = 4932 \text{ kg.}$$

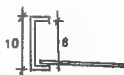
$$\text{Out of balance moment} = 4932 \times \frac{0.46}{2} = 113.44 \text{ m.kg.} = 113.44 \text{ tons. cms}$$

Assume 4 ϕ 19 (area = 11.3 cm^2) to take the moment.

$$F_s = \frac{M}{A_s Y_{ca}} = \frac{113.44}{11.3 \times (0.9 \times 8)} = 1.39 \text{ t/cm}^2 < 1.4 \text{ O.K.}$$

$$\text{Length of bars} = 1.00 \text{ m}$$

As of one bar



$$\text{Bond stress} = \frac{1.4 \times 2.38 \times 1000}{\pi \times 1.9 \times 100} = 6.6 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kgs/cm}^2 \text{ O.K.}$$



ϕ

Inner Side Member

$$\text{U.D.L.} = \frac{8966}{66} = 136 \text{ kg/cm}$$

$$M = 136 \times \frac{46^2}{8} = 35972 \text{ kg/cms}$$

$$Z_{req} = \frac{35972}{1400} = 25.7 \text{ cm}^3 \text{ No. 10 is O.K.}$$

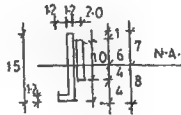
Lifting Member:

$$M = \frac{4034}{2} \times 23 = 46391 \text{ cm.kg}$$

$$Z_{req} = \frac{46391}{1400} = 33.2 \text{ cm}^3$$

Try an angle $100 \times 150 \times 2$

N.A.



$$A = 15 \times 1.2 + 10 \times 2.0 + 1.2 \times 1.2 = 39.44 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{15 \times 1.2 \times 7.5 + 10 \times 2 \times 9 + 1.2 \times 1.2 \times 0.6}{39.44} = 8.0 \text{ cms}$$

$$I_{N.A.} = \frac{1.2}{3} (8^3 + 7^3) + \frac{2}{3} (4^3 + 6^3) + 1.44 \times 7.4^2 = 607.5 \text{ cm}^4$$

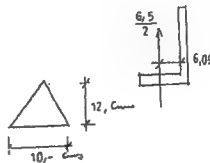
$$Z_{min} = \frac{607.5}{8} = 75.9 \text{ cm}^3 > 33 \text{ cm}^3$$

Stiffeners:

$$M = 3.25 \times 6.09 = 19.8 \text{ t. cms}$$

$$d = \sqrt{\left[\frac{6 \times 19.8}{1 \times 1.4} \right]} = 9.2 \text{ cms}$$

Use 10 mm thickness



Welds:

Shear plate to lifting member has a force = 6.5^1

Use. 10 mm fillet weld

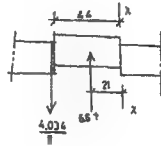
weld capacity = $2 \times 10 \times 1 \times 0.707 \times 0.56 = 7.9 \text{ tons} > 6.5 \text{ O.K.}$

Welding of inner member to lifting angle:

$$M = 6.5 (21) - 2 (44) = 48.5 \text{ cm. tons}$$

$$Z_{\text{req}} = \frac{48.5}{1.4} = 34.6 \text{ cm}^3$$

Try 12 mm fillet weld



$$A = 0.85 \times 9.3 + 0.85 \times 8.1 + 0.85 \times 7.6 + 0.5 \times 10 = 26.3$$

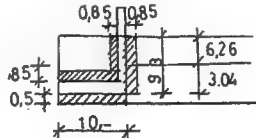
$$I_{NA} = \frac{0.85}{3} (3.04^3 + 2 \times 6.26^3 + 1.84^3) + 0.85 \times 7.6 \times 1.63^3 + 0.5 \times 10 \times 33.49^2$$

$$= 226.9 \text{ cm}^4$$

$$Z_{\text{min}} = \frac{226.9}{6.26} = 36.2 \text{ cm}^3 > 34.6 \text{ cm}^3 \text{ O.K.}$$

where $e = (0.85 \times 9.3 \times 5.35 + 0.85 \times 8.1 \times 5.95)$

$$+ (0.85 \times 7.6 \times 2.13 + 0.5 \times 10 \times 0.25) / 26.3 = 3.74$$



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

(قل أعوذ برب الفلق من شر ما خلق
ومن شر غاسق إذا وقب ومن شر النفاتات
فك العقد ومن شر حاسد إذا حسد)

سورة الفلق

سورة الفلق

الباب العاشر

البلاطات سابقة التحجير

PRE - SLAB

البلاطات سابقة التجهيز جزئياً

PRE-SLAB

تعريف:

هذا النظام من البلاطات يعتبر واحداً من أنواع الإنشاءات الخرسانية المركبة Composite concrete حيث تصمم وحدات خرسانية سابقة الصب precast concrete Unit لكي تعمل إثنائياً بالتداخل مع خرسانية مصبوبة في الموقع Insitu concrete ويتحد ليكونا عنصر واحد، وفي هذا النظام تتكون في النهاية البلاطات السابقة التجهيز جزئياً من ٥-٧ سم بلاطات سابقة التجهيز مصممة Solid precast slab بالإضافة الى السمك thickness المطلوب من الخرسانة التي سوف تصب في الموقع والذي سوف يتم تحديده تصميمياً

المميزات: ADVANTAGES.

- ١- يمكننا من استخدام وحدات سابقة الصب سهلة التداول والاستعمال.
 - ٢- تقليل المطلوب من الشدات الخشبية لدخل الموقع وكذلك الشدات المعدنية.
- اعتبارات خاصة في التصميم:

- ١- يجب تصميم العنصر element ليكون قوياً بدرجة تكفي لمقاومة إجهادات التداول وإجهادات الرفع lifting stresses.
- ٢- نقط الرفع باستخدام الخطافات المربوطة يجب أن تضاف الى البلاطات في مواضع مختلفة لتسهيل عمليات تناول handling ورفع البلاطات سابقة التجهيز.

- ٣- بعد رفع البلاطات سابقة الصب الى مكانها يجب تصميمها لتعمل لوحدها أو مع بعضها باستخدام دعائم مؤقتة لتحمل الخرسانة المصبوبة insitue concrete واحمال الإنشاء construction loads حتى يتم وصول هذه الخرسانة الى مرحلة التصلد، وتحت تأثير هذه الأحمال فإن العناصر

الخرسانية سابقة الصب سوف يحدث لها ترخيم deflection ينتج عنه إجهادات شد وضغط داخل هذه الوحدات.

٤- عندما يكتمل تصلب الخرسانة المصبوبة في الموقع ويتم رفع الدعامات فإن قوة الدعامات العكسية سوف تؤثر على العنصر المركب composite member ويتبعها الأحمال النهائية الحية والميتة Live and dead loads .final

والإجهادات الآن الناتجة سوف يتم تراكمها مع الإجهادات التي حدثت داخل الوحدة سابقة الصب من الخطوة رقم (٢) المذكورة سابقاً.

٥- يجب وضع روابط قص Shear dowels في التصميم ولوحات التفاصيل وذلك لنقل القص الأفقي Horizontal Shear الحادث على سطح الاتصال contact Surface بين الوحدات للسابقة الصب والخرسانة المصبوبة في الموقع.

٦- يجب التأكد من وجود قوة مقاومة كافية في نهايات العناصر سابقة الصب ولكن إذا كان حدوث الشروخ مسموحاً به فإنه يجب اتخاذ الاحتياطات الكافية في التطبيقات وذلك لأنه عند النهايات ونتيجة لعدم الاستمرارية فإنه يتواجد نقاط ضعف عادة في هذه المواضع ، ولذلك كان الترخيم deflection والانكماش shrinkage والزحف Creep والتغيرات الحرارية temperature changes عادة ما تتراكم مع بعضها لإحداث إجهادات شد إضافية في هذه النقاط (عند الأطراف).

وأيضا فإنه إذا تواجـد تسرب للمياه فإن ذلك سوف يؤدي الى صدأ حديد التسليح، وعادة ما يحدث أن المصنعين للوحدات سابقة الصب manufacturers. يقومون بإعداد نشرة للتفاصيل الفنية للوحدات سابقة الصب التي يقومون بتصنيعها يتم فيها توضيح خواص المنتجات ويجب الرجوع الى هذه النشرات في مرحلة إعداد التصميمات الإنشائية وذلك لمساعدة المصمم.

ومن المعلوم بالخبرة أنه من الأفضل والمناسب استخدام قطاعات مستطيلة للكرات سابقة الصب مع البلاطات سابقة الصب وذلك لحصول على مفعول تداخل جيد good combined action بين الكرات والبلاطات.

بلاطات الأومنى ديك OMINDEC SLABS.

هذا النوع من البلاطات سابقة الصب يتكون من بواكى خرسانية مسلحة الصب ذات تخانة سم وبعرض حتى ٢٤٠ سم وبطول حتى ١٠ متر مكونة بذلك اجزاء من السقف الخرساني المسلح وبالتالي يمكن الاستغناء تماماً عن الشدات لبلاطات الأسقف. وتسليح هذه الباكيات يتكون عادة من شبكات حديد تسليح ملحومة أو هيكل حديد تسليح على هيئة عارضة ذات اقطار Lattice girders.

والباكيات الخرسانية سابقة الصب تستخدم على أنها شدة دائمة Permanent shattering للخرسانة المصبوبة في الموقع والتي يستكمل بها باقي تخانة بلاطة المنقف (سمك البلاطة الكلى يتراوح بين ١٢ سم ، ١٤ سم منهم سم بلاطة سابقة الصب والباقي خرسانة مصبوبة في الموقع).

والعوارض المثلثة ذات الأقطار triangulated lattic girders والتي تظهر من خلال السطح العلوى للبلاطة سابقة الصب تقوم بتقوية الباكيات السابقة للصب لتتحمل بأمان احمال الإنشاء وتكون تماسك bond بين الخرسانة سابقة الصب والخرسانة المصبوبة في الموقع.

وباكيات بلاطات الأومنى ديك تحتوى بدقة على أغلب حديد التسليح اللازم ولكل السقف، وهذه البلاطات يمكن رفعها can be lifted مباشرة من عربات النقل الى مكانها على السقف بمعدل حوالى ١٠٠ متر لكل ساعة وهي لا تحتاج الى أى شدة أفقية ولذلك فهي تقوم بتوفير ملحوظ في وقت الإنشاء ولكنها تحتاج الى عمالة مدربة وماهرة ويكون التشطيب لهذه البلاطات ناعم ودقيق حتى يمكن دهان سطحها بسهولة بمواد اليباض أو النقاشة المطلوبة بسرعة ويمكن استخدام موالد البوليسترين أو أى مواد مفرغة لتساعد في تكون هذه البلاطات عند اللزوم.

مثال محلول لتصميم البلاطات سابقة الصب.

صمم بلاطات السقف المبينه فى الشكل لتحمل حمل حى يساوى ٢٠٠ كجم/م^٢.
 بنظام البلاطات سابقة الصب preslab
 الحل:

بيانات التصميم: Design Data.

حالات التحميل Cases of loading.

١- حالة التحميل الكلية النهائية final loading condition.

٢- حالات رفع البلاطات بالخطاف Raising hooks.

٣- حالة الصب فى الموقع Casting situ in.

- المبني شقق سكنية.

- النظام الإنشائي نظام كمرات محملة على أعمدة خرسانية والبلاطات تتكون من

٦ اسم وحدات بلاطات سابقة الصب مضاف إليها بلاطات خرسانية مصبوبة فى

الموقع بتخامة حوالى ٦ اسم إضافية

- الخرسانة المستخدمة ذات إجهاد كسر تصميمى بعد ٢٨ يوماً للمكعبات القياسية

لا يقل عن $C_{cu} \leq 300 \text{ Kg/cm}^2$

- الحديد المستخدم حديد صلب عالى المقاومة ٥٢/٣٦.

Steel 52-fult. = 5200 kg/cm^2

- تصميم البلاطة S1 (أبعاد 4.20×3.075).

١- حالة التحميل النهائية:

وزن اسم بلاطة سابقة الصب 150 kg/m^2 الأحمال Loads.

وزن اسم بلاطة مصبوبة فى الموقع 150 m/gk .

وزن الأرضيات 150 m/gk .

الحمل الحى 200 kg/m^2

Total q الحمل الكلى = 650 kg/cm^2

$C_{cu} = 300 \text{ kg/cm}^2$

$$f_c = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Steel } S_2 \quad f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.65 \times \frac{3.575^2}{8} = 1.04 \text{ m.t./m'}$$

$$\text{assume } t = 12 \text{ cms}$$

أفترض أن تخانة البلاطة الكلية

$$d = 10.5 \text{ cms.}$$

$$d = k_1 \sqrt{M/b}$$

$$10.5 = k_1 \sqrt{1.04 \times 10^5 \times 100}$$

$$k_1 = 0.326$$

من الجداول

$$f_c = 65 \text{ kg/cm}^2$$

< f allowable O.K.

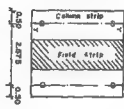
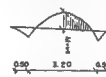
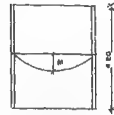
$$K_2 = 1782$$

$$\text{Area of Steel } A_s = \frac{M}{K_2 \cdot d}$$

$$= \frac{1.04 \times 10^5}{1782 \times 10.5} = 5.718 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

$$\text{choose } 10 \phi 9 / \text{m' } (A_s = 6.36 \text{ cm}^2)$$

(Standard Steel Wire mech).



شبكة من أسلاك حديد التسليح للقياسية عالية المقاومة.

٢- حالة الرفع بالونش Case of Raising Hooks

أفترض وجود عدد ٤ نقاط للرفع بالونش كما موضح بالشكل

$$\text{Slab Thickness} = 6 \text{ cms}$$

وتخانة البلاطة سابقة الصب التي سوف ترفع بالونش = ٦ سم.

$$\text{O. Wt.} = 150 \text{ kg/m}^2 = \text{الوزن الذاتي}$$

تصميم الاتجاه y للبلاطة Y-Direction

$$w = 0.15 \times \frac{3.575}{2} = 0.27 \text{ t/m'}$$

$$m^{-ve} = 0.27 \times \frac{0.5^2}{2} = 0.034 m.t. = \text{Total negative moment}$$

= العزم السالب الكلى

M^{+ve} Total positive moment

$$= 0.27 \times \frac{3.2^2}{8} - 0.034 = 0.310 m.t.$$

= العزم الموجب الكلى

والعزم الموجب سوف يتم تقسيمه بين شريحة العمود Column strip وشريحة

Field strip كما يلي:

Column strip = 55% = نصيب شريحة العمود

Field strip = 45% = نصيب شريحة الوسط

$$M^{+ve} \text{ Column strip} = 0.55 \times 0.31 = 0.17 m.t.$$

$$M^{+ve} \text{ Field strip} = 0.45 \times 0.31 = 0.14 m.t$$

ويتم تقسيم العزم السالب الكلى بين شريحة العمود وشريحة الوسط كما يلي:-

Column strip = 75%

Field strip = 25%

$$M^{-ve} \text{ Column strip} = 0.75 \times 0.034 = 0.026 m.t$$

$$M^{-ve} \text{ Filed strip} = 0.25 \times 0.034 = 0.0085 m.t.$$

تصميم شريحة العمود:

$$\text{width } b = b_o / 4 + 0.5$$

$$b_o = 2.575$$

$$b = 1.144 m$$

$$d = 4.5 = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = k_1 \sqrt{\frac{0.17 \times 10^5}{1.14}}$$

$$k_1 = 0.369 \quad f_c = 58 \text{ kg/cm}^2$$

< allowable

O.K

من الجداول From table

$$k_2 = 1800$$

$$A_s = \frac{0.17 \times 10^5}{1800 \times 4.5} = 2.05 \text{ cm}^2 (b = 1.14 m)$$

5 ϕ 7.5 / m ($A_s = 2.21 \text{ cm}^2$) choose.

standard steel wire mesh

(شبكة تسليح قياسية عالية المقاومة)

check for negative emoment السالب العزم

$$f_1 = \frac{6m}{bt_2} = \frac{6 \times 0.026 \times 10^5}{114 \times 6 \times 6} = 3.8 \text{ kg/cm}^2$$

لازوم لأى تسليح علوى للبلاطة

تصميم الاتجاه × للبلاطة x- direction

$$W = 0.15 \times \frac{4.2}{2} = 0.315 \text{ t/m}$$

$$M^{-ve} = 0.315 \times \frac{0.5^2}{2} \times = 0.0394 \text{ m.t}$$

$$M^{+ve} = 0.315 \times \frac{2.575^2}{6} - 0.0394 = 0.22 \text{ m.t}$$

$$M^{+ve}_{\text{column strip}} = 0.55 \times 0.22 = 0.121 \text{ m.t.}$$

$$M^{-ve}_{\text{column strip}} = 0.75 \times 0.0394 \text{ m.t} = 0.0296 \text{ m.t.}$$

$$\text{Width of column strip } b = b_o / 4 + 0.5$$

$$b_o = 3.2$$

$$b = 0.8 + 0.5 = 1.30 \text{ m}$$

Check for negative moment

فحص العزوم السالبة:

$$f_1 = \frac{6M^{-ve}}{bt^2} = \frac{6 \times 0.029 \times 10^5}{130 \times 6 \times 6} = 3.795 \text{ kg/cm}^2 < 6 \text{ o.k safe}$$

Check for positive moment.

فحص العزوم الموجبة:

$$d = 4.5 = k_1 \sqrt{m/b} = k_1 \sqrt{\frac{0.121 \times 10^5}{130}}$$

$$k_1 = 0.448$$

$$f_c = 43 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_2 = 1840$$

$$A_s = \frac{0.121 \times 10^5}{1840 \times 4.52} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s / m = \frac{1.64}{1.3} = 1.12 \text{ cm}^2 / m'$$

وهو أقل كثيراً من التسليح الرئيسي لاتجاه (X) حيث وضعنا ١٠ ϕ ٩ / م
($A_s = ٦,٣٦ \text{ سم}^٢ / \text{م}$)

٣- حالة الخرسانة المصبوبة في الموقع:

Case of casing in – Situ Concrete

أثناء صب الطبقة العليا من البلاطة في الموقع فأنا سوف نحتاج الى خط واحد من دعامات الارنكاز Line Support عند منتصف البحر وذلك باستخدام دعامات إضافية Additional steel props.

$$O.W.t. = 150 + 150 = 300 \text{ kg/cm}^2$$

الوزن الذاتي لكل من البلاطة سابقة الصب والبلاطة المصبوبة في الموقع.

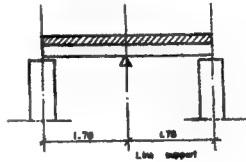
الوزن الإضافي نتيجة ديناميكية عملية الصب = ١٠٠ كجم / م^٢.

$$\therefore W_{tot} = 300 + 100 = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$M = \frac{0.4 \times 1.78^2}{8} = 0.159 \text{ m.t}$$

$$F_t = \frac{6 \times 0.159 \times 10^5}{6 \times 6 \times 100} = 26.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{t \text{ allowable}} \frac{80}{4} = 20 \text{ kg/cm}^2 < f_t$$



غير آمن unsafe.

∴ دعامة واحدة لا تكفي ويجب استخدام دعامتين.

∴ use 2 Propping line

$$m = \frac{0.4 \times 11.19^2}{10} = 0.06 \text{ m.t}$$

$$F_1 = \frac{6 \times 0.06 \times 10^5}{6 \times 6 \times 100} = 1.57 \text{ kg/cm}^2$$

o.k. safe)

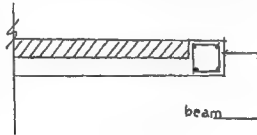
∴ إجهاد امان.

$$A_s = \frac{0.06 \times 10^8}{1850 \times 4.5} = 0.74 \text{ cm}^2$$

وهو اقل كثيراً من حديد التسليح الرئيسي ($A_s = 6.36 \text{ cm}^2 / \text{m}$).

ملاحظة رقم (١):

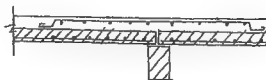
في الاتجاه العرضي فإنه يتم عمل كمرات مدفونة embedded Beams تحت الحوائط حيث يتم صب الجزء العلوى منها مع طبقة البلاطة الخرسانية المصبوبة في المواقع كما هو موضح بالشكل (١٠ - أ).



شكل (١٠ - أ)

الملاحظة رقم (٢):

للحصول على الاستمرارية للبلاطات فوق الكمرات continuity أو لتغطية العزم السالب بين أى باكيتين متجاورتين من البلاطات فإنه يمكنك وضع شبكة تسليح علوية في طبقة البلاطة الخرسانية المصبوبة في الموقع قبل صبها كما هو موضح بالشكل (١٠ - ب).



شكل (١٠ - ب)



**إضافات الكود المصري رقم ٢٠٣ لعام ٢٠٠١
لإكمال تصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية
المسلحة**



Slabs And Footings

٤-٢-٢-٢ القواعد والبلاطات

١- تحسب إجهادات القص في البلاطات أو القواعد مثل الكمرات سواء في الاتجاه الطولي أو العرضي وطبقا للبند (٤-٢-٢-١-١) إلى (٤-٢-٢-١-٣) وكذل البند (٤-٢-٢-١-٦-٣).

٢- تحسب اجتهدات القص الثاقب طبقا للبند (٤-٢-٢-٣).

Punching Shear

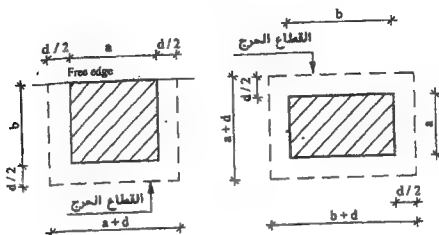
٤-٢-٢-٣ القص الثاقب

١- يعتبر القطاع الحرج لحساب إجهادات القص الثاقب بجوار الأحمال المركزة في البلاطات والقواعد على بعد $\frac{d}{2}$ من محيط تأثير القوة المركزة.

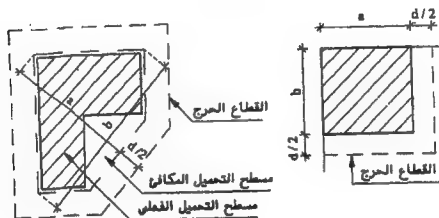
ب- يحسب إجهاد القص الثاقب من العلاقة التالية:

$$q_{sp} = \frac{Q_{sp}}{(b_o \cdot d)} \quad (4-31)$$

حيث b_o هو طول محيط القطاع الحرج كما هو مبين في شكل (٤-١).



شكل (٩-٤-أ) عمود وسط شكل (٩-٤-ب) عمود طرفي



شكل (٩-٤-ج) عمود ركن شكل (٩-٤-د) عمود غير مستطيل

شكل (٩-٤) القطاعات الحرجة في القص الثاقب

ج- يجب عند حساب إجهاد القص الثاقب أخذ تأثير العزوم المنقولة من البلاطات اللاكمرية إلى الأعمدة وذلك طبقاً للبند (٦-٢-٧-٧).

د- تؤخذ مقاومة الخرسانة الاعتبارية للقص الثاقب القيمة الأصغر من الآتي:

$$N/mm^2 q_{cp} = 0.8 \left(\frac{\alpha d}{b_0} + 0.2 \right) \sqrt{\frac{f_{cs}}{\gamma_c}} \quad (4-32-a)$$

$$N/mm^2 q_{cup} = 0.316 \left(0.5 + \left(\frac{a}{b} \right) \right) \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad (4-32-b)$$

حيث a و b هما البعدين الأصغر والأكبر لمسطح التحميل المستطيل الشكل. أما في مسطحات التحميل الأخرى غير المستطيلة فيتم تحديد قيم a و b بعد أخذ مسطح تحميل فعال بحيث يكون محيط المسطح الفعال الناتج أقل ما يمكن ويكون البعد b هو أطول بعد لمسطح التحميل الفعال والبعد a هو أطول بعد عمودي على b من مسطح التحميل b_0 هو طول محيط القطاع الحرج d هو عمق البلاطة الفعال كما هو مبين في شكل (٤-٩-٤) لقطاع تحميل على شكل L و α معامل يساوي ϵ للعمود الداخلي و ٣ للعمود الطرفي و ٢ للعمود الركن. على ألا يزيد مقدار q_{cup} على القيمة التالية:

$$N/mm^2 q_{cup} \leq 0.316 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad (4-33)$$

هـ- يحدد سمك البلاطة أو القاعدة لمقاومة القص للثاقب على أساس أن القص الثاقب يقاوم بواسطة الخرسانة فقط وبدون مشاركة من صلب التسليح أي أن:

$$q_{cup} \geq q_{cup} \quad (4-34)$$

٤-٢-٣-٦ إعادة توزيع عزوم اللي للمنشآت الغير محددة استاتيكيًا

يجب أن تصمم القطاعات وتحسب كمية صلب التسليح كما سبق مع ملاحظة أن:

أ- في المنشآت غير المحددة استاتيكيًا والتي يكون عزوم اللي فيها ضرورياً للاتزان (Equilibrium torsion) لا يسمح بإعادة توزيع العزوم.

ب- في المنشآت غير المحددة استاتيكيًا والتي يكون عزم اللي فيها غير ضروري للاتزان وناتج عن تحقيق توافق الانفعالات (Compatibility torsion) يمكن تخفيض عزوم اللي القصوى إلى القيمة التالية:

$$M_w = 0.316 \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad (4-54)$$

حيث A_{cp} هي المساحة الكلية للقطاع شاملة الفتحات إن وجدت و P_{cp} هو المحيط

الخارجي للقطاع. وفي هذه الحالة يجب إعادة توزيع الانحناء وقوى القص في البواكي المجاورة.

٤-٢-٣-٧ جساءة القطاع الخرساني في اللي

١- يمكن حساب جساءة اللي لقطاع مستطيل G.C باعتبار معايير جساءة القص G مساويا ٠,٤٢ من قيمة معايير المرونة للخرسانة طبقا للبند (٢-٣-٣-١) وباعتبار ثابت اللي C طبقا للمعادلة التالية:

$$C = \beta b^3 t \eta \quad (4-55)$$

حيث:

$\eta = 0.70$ للقطاعات المستطيلة قبل التشرخ التي تكون فيها إجهادات القص الاعتيادية القصوى q_{su} (ن/مم²) الناتجة عن عزم اللي لا تتعدى

$$0.316 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}}$$

$\eta = 0.20$ للقطاعات المستطيلة بعد التشرخ

β = معامل يعتمد على نسبة t/b المعطاة في جدول (٤-٦)

جدول (٤-٦) قيم المعامل β لحساب جساءة القطاعات في اللي

| t/b | 1 | 1.5 | 2 | 3 | 5 | >5 |
|---------|------|------|------|------|------|------|
| β | 0.14 | 0.20 | 0.23 | 0.26 | 0.29 | 0.23 |

ولحساب الجساءة لقطاع على شكل حرف L أو T أو صندوقي يمكن تقسيم القطاع إلى مستطيلات وحساب الجساءة كما سبق بشرط اتباع ما ذكر في بند (٤-٢-٣-٢).

ب- في الحالات التي تستدعي دقة في الحسابات يتم تعيين جساءة القطاع باستخدام نظرية الجمالون الفراغي.

٤-٢-٤ حالة حد المقاومة القصوى للتحميل (الارتكاز)

Ultimate Bearing Strength Limit State

$$1-٤-٢-٤ الحد للتصميمي الأقصى لمقاومة الارتكاز عن $0.67 A_1 \frac{f_{cu}}{\gamma_c}$$$

حيث: A_1 = مساحة سطح التحميل

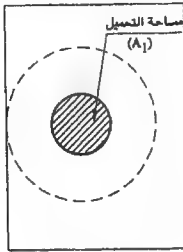
ويستثنى من ذلك الحالات المذكورة في البنود (٢-٤-٢-٤)، (٣-٤-٢-٤).

٢-٤-٢-٤ عندما يكون السطح المقاوم للارتكاز أكبر من مسطح التحميل يكون الحد التصميمي الأقصى لمقاومة الارتكاز على مسطح التحميل مساويا للقيمة المعطاة في البند السابق (١-٤-٢-٤) مضروبة في المعامل $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ على ألا يزيد هذا المعامل عن

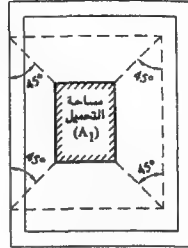
اثنين.

حيث A_2 = أكبر مساحة للسطح المقاوم للارتكاز متماثلة ومتمركزة مع مسطح التحميل A_1 (شكل ١٤-٤). ويصمم سمك السطح المقاوم على أساس مقاومته لإجهادات القص المبينة في البند. (٢-٢-٤).

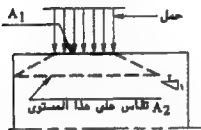
٣-٤-٢-٤ عندما تكون المنطقة المقاومة للارتكاز ذات ميول جانبية أو هرمية الشكل تؤخذ A_2 تساوي مساحة القاعدة السفلية لأكبر مخروط داخل الشكل الهرمي الناقص والذي يمثل قاعدته العليا سطح التحميل وله ميول جانبية ١ رأسي إلى ٢ أفقي (شكل ١٤-٤).



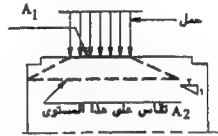
مسقط افقى



مسقط افقى



مسقط رأسى



مسقط رأسى

شكل (٤-١٤) تحديد المساحة A_2 في مناطق الارتكاز ذات الميول الجانبية

٤-٣-١-٢- نسبة البحر الفعال إلى العمق الكلي

٤-٣-١-٢-أ- في حالة للكمرات والبلاطات ذات الاتجاه الواحد في المباني العادية

و ذات البحور أقل من ١٠ متر، غالباً ما تكون نسب قيم الترخيم (سهم الانحناء)

بالنسبة للبحور مقبولة في القطاعات المعرضة لعزوم انحناء إذا لم تعتمد نسبة

البحر الفعال L إلى العمق الكلي t النسب المعطاة في جدول (٤-١٠) حيث

العمق ثابت ومستمر والحمل منتظم للتوزيع.

جدول (١٠-٤) نسبة البحر الفعال إلى العمق الكلي (L/t)
للعناصر ذات البحور أقل من ١٠ متر ما لم يتم حساب الترخيم*

| العنصر | بسيطة الارتكا ز | مستمرة من ناحية واحدة | مستمرة من جانبين | الكابولي |
|----------------------------------|-----------------------|--------------------------|---------------------|----------|
| البلاطات المصمتة | 20 | 24 | 28 | 10 |
| الكمرات والبلاطات ذات الأعصاب | 16 | 18 | 21 | 8 |

كذلك لا تسري القيم الموضحة في الجدول المذكور في الحالات الآتية:

- أ- إذا لم يكن هناك جزء من الكمرة يعمل على شكل حرف T .
- ب- إذا كانت الكمرات والبلاطات ذات الأعصاب حاملة لعناصر ممكن أن يحدث بها عيوب غير مقبولة نتيجة للتخريم.
- ٣-١-٢-ب- في حالة البحور التي تتجاوز عشرة أمتار، أو في حالة الأحمال الثقيلة أو غير المنتظمة، أو المباني غير العادية لا يجوز استخدام النسب المذكورة في بند (٣-١-٢-أ) ويجب التحقق من عدم تجاوز سهم الانحناء للقيم المسموح بها في بند (٣-١-٢-٤).
- ٣-١-٢-ج- بالنسبة للقطاعات على شكل حرف T تعدل القيم الموضحة بالبندين (٣-١-٢-أ) و(٣-١-٢-ب) بضربها في المعاملات δ المستنتجة من الشكل (٢١-٤).

٣-١-٢-د- في حالة البلاطات ذات الاتجاهين والمرتكزة على كمرات جاسنة في المباني العادية ذات البحور أقل من ١٠ متر غالبا ما تكون نسبة الترخيم بالنسبة

* تسري القيم الموضحة لهذا الجدول في حالة استخدام صلب عالي المقاومة، أما في حالة استخدام صلب طري فيعم زيادة هذه القيم بمقدار ٢٥%.

للبحر مقبولة في القطاعات المعرضة لعزوم انحناء إذا لم يقل سمك القطاع عن
١٠ سم أو t أيهما أكبر.

حيث t تؤخذ من المعادلة التالية:

$$t = \frac{L_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \quad (4-61)$$

وبشرط ألا يقل السمك الأدنى عن المعطى في بند (٦-٢-٢-٣)

حيث L_n هو البحر الخالص الأكبر، β هي نسبة البحر الفعال الأكبر إلى الأصغر f_y بوحدة ن/مم^٢.

١-٢-٦ البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد

تعريف البلاطات ذات الاتجاه الواحد:

- ١- البلاطات المصمتة ذات الاتجاه ١ لوحدها هي البلاطات المحمولة في اتجاه واحد على ركيزتين على طول الطرفين المتقابلين وتكون الركائز إما حوائط أو كمرات.
- ٢- البلاطات المصمتة المستطيلة المرتكزة على حوافها الأربع وطولها الفعال يساوي أو يزيد على ضعف عرضها الفعال، تسري عليها قواعد البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

- ٣- تحسب البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد على أساس شرائح بعرض وحدة الطول في اتجاه الفعال الأصغر بين الركيزتين المتقابلتين.

١-٢-٦-١ البحور

- أ- يؤخذ البحر الفعال للبلاطات مساويا للبحر الخالص بين الركائز، مضافا إليه سمك البلاطة أو ١٠,٥ البحر الخالص أيهما أكبر على ألا يزيد على المسافة بين محاور الركائز.

- ب- البلاطات المستمرة التي تزيد عرض الركيزة لها على ٢٠% من البحر الخالص، يمكن اعتبارها كما لو كانت مثبتة كلياً في الركائز ويصب كل بحر على حده.

ج- يؤخذ البحر الفعال للبلاطات الكابولية مساويا للقيمة الأصغر من:
- طول البلاطة الكابولية مقاسا من محور الركيزة في حالة كونها امتدادا لبلاطة داخلية.

- الطول الخالص للبلاطة للكابولية مضافا إليه السمك الأكبر للبلاطة الكابولية.

٢-١-٢-٦ السمك الأدنى

١- يحدد السمك الأدنى للبلاطات بحيث لا يتجاوز حد الترخيم طبقا للاشتراطات الواردة في البند (٣-٤)، كما يجوز الاستغناء عن حساب الترخيم إذا كان سمك البلاطة في المباني العادية لا يقل عن القيم المعطاة في الجدول (٤-١٠).

٢- يشترط ألا يقل سمك البلاطات عن الآتي:

$$t_{min} = \frac{L}{30} \quad \text{للبلاطات بسيطة الارتكاز}$$

$$t_{min} = \frac{L}{35} \quad \text{للبلاطات المستمرة من ناحية واحدة}$$

$$t_{min} = \frac{L}{40} \quad \text{للبلاطات المستمرة من ناحيتين}$$

٣- يشترط ألا يقل سمك البلاطة في المباني العادية عن القيم التالية:

- بلاطات مصبوبة في موضعها ومعرضة لأحمال استاتيكية ٨٠ مم.

- بلاطات معرضة لأحمال ديناميكية أو لأحمال العربات ١٢٠ مم.

٤- يمكن تقليل السمك عما سبق ذكره للبلاطات سابقة الصب.

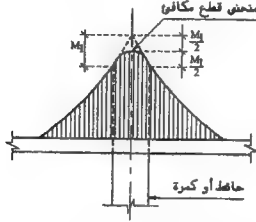
٢-١-٢-٦ عزوم الانحناء

١- يمكن تحليل البلاطات المستمرة تبعا لنظرية الكمرات المستمرة على ركائز جاسئة حرة الدوران بشرط أن تتوافر العناية الخاصة لضمان وضع صلب التسليح المقاوم لعزوم الانحناء السالبة في مكانه الصحيح أثناء الصب.

٢- يمكن تخفيض عزوم الانحناء السالبة السابقة تبعا لمنحنى قطع مكافئ كما هو مبين بالشكل (٦-١) حيث M_1 هو قيمة الفارق بين العزوم عند محور الركيزة والعزوم

عند وجه الركيزة وذلك بالنسبة للبلاطات المرتكزة على حوائط أو كمرات مصبوبة ميليشيا.

٣- يجب ألا تقل عزوم الانحناء الموجبة المأخوذة في الاعتبار عند تصميم البلاطات المستمرة عن $\frac{wL^2}{16}$ مع مراعاة بند (٤-٢-١-٢-ز).



شكل (١-٦) تخفيض عزوم الانحناء السالبة طبقاً لمنحنى قطع مكافئ

٢-٢-٦ البلاطات المصمتة المستطيلة ذات الاتجاهين

١-٢-٢-٦ عام

١- تعتبر البلاطات المستطيلة المرتكزة على أطرافها الأربعة ذات اتجاهين إذا كان

نسبة المستطالية طبقاً للبند (٦-٢-٢-٤) تقل عن ٢.

٢- يمكن حساب هذه البلاطات طبقاً لنظرية المرونة، بشرط أن تتوافر الاحتياطات

الكافية لضمان وضع صلب التسليح المقاوم لعزوم الانحناء السالبة في مكانه الصحيح أثناء الصب.

٣- تقتصر صلاحية طريقة التصميم التالية على المباني العادية، أما بلاطات المنشآت

الأخرى كالكباري أو خزانات السوائل أو المخازن... الخ، فتصمم طبقاً للاشتراطات الخاصة بها.

٦-٢-٢-٢ البحور

يرجع إلى البند (٦-٢-١-١).

٦-٢-٣ السمك الأدنى

- تؤخذ قيمة السمك الأدنى كما يلي:

$$t_{\min} = \frac{a}{35} \quad \text{للبلطات بسيطة الارتكاز} \quad (6-5-a)$$

$$t_{\min} = \frac{a}{40} \quad \text{للبلطات المستمرة من ناحية واحدة.} \quad (6-5-b)$$

$$t_{\min} = \frac{a}{45} \quad \text{للبلطات المستمرة من ناحيتين} \quad (6-5-c)$$

حيث a هي البحر القصير الفعال للبلطة مع مراعاة ما جاء بالفقرتين ٣، ٤؛
بالبند (٦-٢-١-٢).

Panelled Beams

٦-٢-٦ البلاطات ذات الكمرات المتقاطعة

أ- عندما تكون الأبعاد الكلية للبلطات ذات الاتجاهين كبيرة نسبياً بحيث يصبح من غير المناسب عملياً تصميمها كبلطة مصمتة أو بلاطة ذات أعصاب أو بلاطة ذات قوالب مفرغة فإنه يمكن استخدام نظام إنشائي مكون من كمرات متقاطعة على شكل شبكة ترتكز عليها مجموعة من البلاطات المصمتة (أو ذات القوالب المفرغة) صغيرة الأبعاد نسبياً.

ب- يتم ترتيب الكمرات المتقاطعة عادة في اتجاهين متعامدين لتكون بواكي مستطيلة أو مربعة (Rectangular grid)، كما يمكن ترتيب الكمرات في اتجاه القطرين لتكون بواكي على شكل متوازي أضلاع (Skew grid) أو ترتيبها في ثلاثة اتجاهات لتكون بواكي مثلثة (Triangular grid) أو ترتيبها في أربعة اتجاهات لتكون مثلثة (Quadruple grid).

ج- يكون هذا النظام مناسب من الناحية الإنشائية في حالة تساوي قطاع الكمرات

المتقاطعة وعندما تكون نسبة المستطيلة للأبعاد الكلية للبلاطات في حدود من ١,٠٠ إلى ١,٥٠.

د- يتم إيجاد القوى الداخلية وتصميم بواكي البلاطات بين الكمرات المتقاطعة طبقاً للبند (٦-٢-٧) أو البند (٦-٢-٥).

هـ- يتم إيجاد القوى الداخلية في الكمرات المتقاطعة باستخدام نظرية المرونة والتي تضمن استيفاء اشتراطات الاتزان وتوافق الانفعالات. ويمكن استخدام أحد الطرق المبسطة بشرط التأكد من أن يكون الحل متوافق مع السلوك الفعلي للنظام الإنشائي للكمرات المتقاطعة.

و- يجب استيفاء ما ورد بالبند (٦-٣) الخاص بالكمرات.

٦-٢-٧ البلاطات المسطحة (البلاطات اللاكمرية)

٦-٢-٧-١ عام

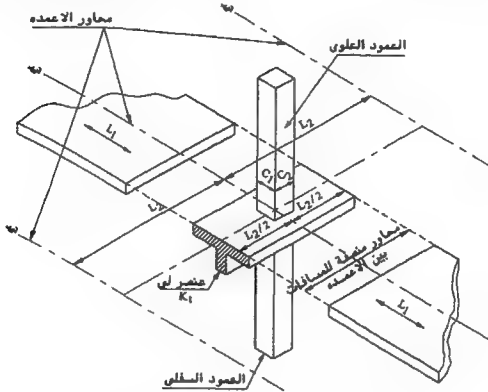
يقصد عموماً بالبلاطات المسطحة للبلاطات اللاكمرية الصماء من الخرسانة المسلحة إما بسقوط أو بدونها، والتي ترتكز على أعمدة إما بتيجان أو بدونها كما بشكل (٦-٥) وتشمل البلاطات المصمتة أو البلاطات ذات الفراغات الداخلية أو البلاطات ذات الأعصاب في الاتجاهين ببلوكات أو بدونها.

الرموز

L_1 = طول الباكية في اتجاه البحر تحت الاعتبار مقاسات من محاور الأعمدة

L_2 = عرض الباكية في اتجاه عمودي على اتجاه البحر تحت الاعتبار مقاساً من

محاور الأعمدة



شكل (٧-٦) العمود المكافئ (الأعمدة وعناصر اللي)

٦-٧-٢-٤ تحليل البلاطات المسطحة كإطارات مستمرة

إذا لم يتم التحليل الإنشائي للبلاطات المسطحة بدقة طبقاً لنظرية المرونة
فيمكن تحليلها إنشائياً كما يلي:

أ- يمكن حساب العزوم الحانية وقوى القص بتحليل المنشأ كإطارات مستمرة مع
الافتراضات التالية:

- يعتبر المنشأ مقسماً طولياً وعرضياً إلى إطارات مكونة من صف من الأعمدة
وشرائح من البلاطات الواقعة على جانبي صف الأعمدة بعرض يساوي المسافة
بين محاور البواكي.

- يمكن إجراء التحليل الإنشائي لكل إطار مستمر كإطار مستقل مكون من شريحة
من البلاطات والأعمدة أعلاها وأسفلها وباعتبار نهايات الأعمدة مثبتة تثبيتاً كلياً،

ويؤخذ الحمل الميت والحي بالكامل في كل اتجاه.

- يجب وضع الحمل الحي في المواضع التي تعطي أقصى إجهادات داخلية في الأعضاء المختلفة للإطار. وتؤخذ البحور التي تستعمل في هذا التحليل مساوية للمسافات بين محاور الأعمدة، كما يجب أخذ اختلاف الجساءة (Rigidity) لأعضاء الإطار في الاعتبار.

- في حالة الأحمال الرأسية يتم حساب جساءة البلاطات المسطحة باستخدام العرض الكلي للبلاطة (أي المسافة بين محاور الأعمدة). أما في حالة الأحمال الجانبية فيؤخذ العرض الفعال عند حساب الجساءة مساويا لعرض العمود مضافا إليه مسافة ثلاث مرات سمك البلاطة على كل من جانبي العمود وبشرط ألا يزيد العرض الفعال على ثلث المسافة بين محاور الأعمدة، وتؤثر القوى الداخلية الناتجة من الأحمال الجانبية على هذا العرض الفعال.

- عند حساب كزازة (Stiffness) الانحناء للأعمدة يمكن إتباع إحدى الطريقتين التاليتين:

أ- أخذ التأثير المجمع لكل من كزازة انحناء العمود وكزازة اللي لعناصر اللي المتصلة مع العمود والمتمثلة في الكمرات وأجزاء اللي الفعالة من البلاطة في الاتجاه العمودي على مستوى الإطار وباعتبار أن عرض عنصر اللي في البلاطات اللاكمرية مساويا لعرض العمود، مضافا إليه ثلاثة أمثال سمك البلاطة وفقا للبند (٢-٤-٣-٢) وشكل (٤-١١-ب) ويتم حساب كزازة انحناء العمود المكافئ K_{ec} وفقا للعلاقة التالية وشكل (٦-٧).

$$K_{ec} = \frac{\sum K_{ec}}{\left[1 + \frac{\sum K_e}{K_1} \right]} \quad (6-16-a)$$

حيث:

$\sum K_e$ = مجموع كزازتي العمود للانحناء أعلى وأسفل منسوب البلاطة مع اعتبار

العمود مثبتاً كلياً عند الطرفين العلوي والسفلي، حيث كزازة العمود للانحناء تعطى بالعلاقة:

$$K_e = \left(\frac{4E_c I_g}{h} \right) \quad (6-16-b)$$

حيث:

H = هو ارتفاع العمود

I_g = عزم القصور الذاتي خارج الوصلة لكامل القطاع الخرساني للعمود حول

محور الخمول وبدون اعتبار الشروخ مع إهمال صلب التسليح

E_c = معايير المرونة للخرسانة ويحسب طبقاً للبند (٢-٣-٣-١)

ويفضل في حالة البلاطات ذات بواكي السقوط أو تيجان الأعمدة أو الأعمدة غير

المنشورية حساب قيم كزازة الأعمدة K_e باعتبار التوزيع الفعلي لسجاعتها.

K_1 = كزازة عناصر اللي للعمود المكافئ وتحسب من العلاقة التالية:

$$K_1 = \Sigma \left[\frac{9E_c C}{L_2 \left(1 - \left(\frac{C_2}{L_2} \right) \right)^3} \right] \quad (6-16-c)$$

$$C = \Sigma \left[\left(1 - 0.63 \left(\frac{b}{t} \right) \right) \left(\frac{b^3 t}{3} \right) \right] \quad (6-16-d)$$

حيث b , t البعد الأصغر والأكبر على التوالي لعنصر اللي ويمكن حساب قيمة C

لقطاع على شكل حرف T أو L بتقسيم القطاع إلى مستطيلات وجمع قيم C لها.

٢-١ يمكن حساب عزم القصور الذاتي المكافئ للعمود I_{ec} وفقاً للعلاقة التالية:

$$\Psi I_g = I_{ec} \quad (6-17-a)$$

حيث Ψ معامل يحسب من العلاقة التالية:

$$\Psi = \left[0.6 + 0.4 \left(\frac{\alpha L_{2a}}{L_{1a}} \right) \right] \left(\frac{L_{2a}}{L_{1a}} \right)^2 \quad \text{للأعمدة الطرفية} \quad (6-17-b)$$

$$\Psi = \left[0.3 + 0.7 \left(\frac{\alpha L_{2a}}{L_{1a}} \right) \right] \left(\frac{L_{2a}}{L_{1a}} \right)^2 \quad \text{للأعمدة الداخلية} \quad (6-17-c)$$

بشرط $0.30 \leq \Psi \leq 1.00$ والتزيد النسبة $\frac{\alpha L_{2a}}{L_{1a}}$ عن ١.٠٠ حيث:

α = نسبة عزم القصور الذاتي للكمرة المقاومة اللي (إن وجدت) إلى عزم القصور الذاتي لشريحة البلاطة

L_{1a} = متوسط طولي البحرين على جانبيين العمود في اتجاه التحليل

L_{2a} = متوسط طولي البحرين على جانبي العمود في الاتجاه المتعامد على اتجاه التحليل

ب- تصمم البلاطة عند أي مقطع للعمومة الحانية المحسوبة كما سبق، غلا أنه لا يلزم اعتبار عزوم حانية سالبة أكبر من تكل الموجودة والمجاورة مباشرة لوجه العمود. تقسم العزوم الحانية للتي تم حسابها باتباع الطريقة السابقة بين كل من شرائح الأعمدة وشرائح الوسط بالنسب المبينة في جدول (٤-٦).

ج- عندما تؤخذ شريحة العمود مساوية لعرض السقوط ويزاد تبعاً لذلك عرض شريحة الوسط لقيمة أكبر من نصف عرض الباكية، يجب زيادة العزوم التي تقاومها شريحة الوسط على القيم المبينة في جدول (٤-٦) بالتناسب مع الزيادة في عرضها. ويمكن حينئذ تخفيض العزوم التي تقاومها شريحة العمود عن القيم المبينة في جدول (٤-٦) بحيث لا يكون هناك تخفيض في العزوم الكلية الموجبة والكلية السالبة والتي تقاومها مجتمعة شريحة العمود وشريحة الوسط.

جدول (٦-٤) توزيع العزوم الحانية تحت تأثير الأحمال الرأسية بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط

(في بواكي البلاطات المسطحة المصممة كإطارات مستمرة)

| توزيع العزوم الحانية بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط كنسبة مئوية من عزوم الانحناء الكلية السالبة أو الموجبة | | نوع العزوم |
|--|--------------|--------------------------------|
| شريحة الوسط | شريحة العمود | |
| 25 | 75 | العزوم السالبة في باكية داخلية |
| 20 | 80 | العزوم السالبة في باكية خارجية |
| 45 | 55 | العزوم الموجبة |

٦-٧-٢-٢ يمكن الاستغناء عن تطبيق اشتراطات البند (٦-٧-٢-١) والخاص

بنقل العزوم السالبة من البلاطات إلى الأعمدة في الحالات التالية:

لأعمدة الداخلية في حالة توافر كل من الشرطين:

١- الأحمال الحية لا تزيد على ٤ كيلو نيوتن / م^٢.

٢- تساوي البحور المتجاورة أو اختلافها بنسبة لا تزيد على ٢٠%.

لأعمدة الخارجية في حالة توافر أي من الشرطين:

١- وجود كمرة طرفية جاسئة لا يقل عمقها عن ثلاثة أمثال سمك البلاطة.

٢- وجود بلاطة كابولية خارج الأعمدة لمسافة لا تقل عن ربع طول الباكية مقاسة من

الوجه الخارجي للعمود، ومحملة بنفس حمل البلاطة.

٦-٧-٢-٣ يمكن حساب إجهادات القص الإجمالية (شاملة الاجهادات الناتجة عن

تأثير انتقال عزوم الانحناء بين البلاطة المسطحة والأعمدة) باستخدام

الطريقة المبسطة التالية:

$$q = \frac{Q \cdot \beta}{b_o \cdot d} \quad (6-25)$$

حيث:

Q = قوى القص التصميمية المنقولة للعمود عند تحميل البواكي المحيطة به بكامل

الحمل التصميمي

d = العمق الفعال للبلاطة

b_o = طول محيط القطاع الحرج في القص الثاقب طبقاً للبند (٤-٢-٢-٣)

β = معامل يعتمد على تأثير لا مركزية قوى القص وتؤخذ كما يلي:

β = 1.15 في حالة الأعمدة الداخلية

β = 1.30 في حالة الأعمدة الطرفية

β = 1.50 في حالة الأعمدة الزاوية

٦-٢-٧-١٠ الفتحاح في البلاطات المسطحة

طبقاً للشكل (٦-١٣):

أ- يفضل عدم عمل فتحات ضمن تيجان الأعمدة.

ب- يسمح بتشكيل فتحات في للمساحات المشتركة بين شرائح الوسط منطقة A شكل

(٦-١٣-ب) بشرط تحقيق ما يلي:

١- ألا يزيد أكبر بعد للفتحة على ٠,٤٠ من طول الباكبة في الاتجاه الموازي للمحور.

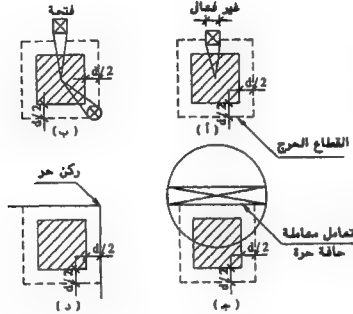
٢- أن يعاد توزيع عزوم الانحناء التصميمية الكلية الموجبة والسالبة على باقي المنشأ بما يتلائم مع التغير الحاصل نتيجة لوجود الفتحة.

ج- يسمح بتشكيل فتحات في المساحة المشتركة بين شريحة عمود وشريحة وسط

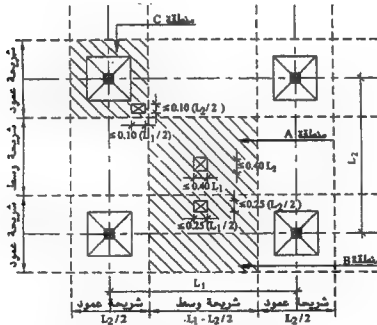
منطقة B شكل (٦-١٣-ب) بشرط تحقيق ما يلي:

١- ألا يزيد طول الفتحة الكلي أو عرضها على ربع عرض الشريحة فلي أي من الاتجاهين.

٢- أن يكون قطاع أي من الشريحتين في منطقة الفتحة قادر على مقاومة العزوم التصميمية.



شكل (٦-١٣-أ) تأثير الفتحات في البلاطات المسطحة على القطاع الحرج للنقص الثابت



شكل (٦-١٣-ب) أماكن وأبعاد الفتحات المسموح بها في البلاطات المسطحة

د- يسمح بتشكيل فتحات في المساحة المشتركة بين شريحتي عمود منطقة C شكل (٦-١٣ب) بشرط تحقيق ما يلي:

١- ألا يزيد طول الفتحة الكلي أو عرضها على ٠,١٠ من عرض شريحة العمود في أي من الاتجاهين.

٢- أن يكون قطاع أي من الشريحتين في منطقة الفتحة قادر على مقاومة العزوم التصميمية.

٣- يمكن تخفيض قيم الحمل الحي المستخدم لأغراض حساب إجهاد القص بمقدار يساوي تأثير الفتحة التي تقطع المحيط المذكور شكل (٦-٣١أ).

هـ- في حالة زيادة أبعاد الفتحات في البلاطات المسطحة عن النسب الواردة في الفقرات أ، ب، ج، د، يجب عمل حسابات إنشائية دقيقة تحقق شروط المقاومة وحالات حدود التشغيل.

٦-٧-١ اشتراطات الخاصة لمقاومة أحمال الزلازل

٦-٧-١ عام

تتضمن النظم الإنشائية المقاومة للزلازل الإطارات والحوائط الإنشائية والشكالات كما يمكن الجمع بين عدة نظم في منشأ واحد.

٦-٧-١-١ تعريف العناصر الإنشائية المقاومة لأحمال الزلازل

الإطارات هي المنشآت الفراغي الذي تقاوم عناصره ووصلاته عزوم الانحناء والقص والقوى المحورية، وتطبق اشتراطات البند (٦-٧-٢) على الإطارات غير الممتدولة بينما تنطبق اشتراطات البند (٦-٧-٣) على الإطارات الممتدولة.

الحوائط الإنشائية هي حوائط صممت لمقاومة القص وعزوم الانحناء والقوى المحورية الناتجة عن أحمال الزلازل، وتشمل الحوائط الخرسانية المسلحة والحوائط الخرسانية في حكم غير المسلحة.

٦-٧-٢-١ يتم حساب أحمال الزلازل وتحديد مناطق الشدة الزلزالية وفقا للكود المصري للأحمال والقوى.

٦-٧-٣-١ يكفي بتحليل وتصميم وإعداد التفاصيل الإنشائية للمنشآت الواقعة في المنطقة الأولى للشدّة الزلزالية وفقاً للاشتراطات الواردة بالأبواب الثالث والرابع والسادس والسابع من هذا الكود باستثناء البندين (٦-٧-٢) و (٦-٧-٣).

٦-٧-٤-١ يتم تحليل وتصميم وإعداد التفاصيل الإنشائية للمنشآت الواقعة في المنطقتين الثانية والثالثة للشدّة وفقاً للاشتراطات الواردة بالأبواب الثالث والرابع والسادس والسابع من هذا الكود بالإضافة إلى البندين (٦-٧-٢) و (٦-٧-٣).

٦-٧-٥-١ يراعى ما جاء بالبند (١-١-١) عند تصميم المنشآت غير الطبيعية الخاصة.

٦-٧-٢ الاشتراطات الإضافية للإطارات غير الممتطوية

٦-٧-٢-١ البلاطات المسطحة المقاومة لأحمال الزلازل

أ- تقاوم جميع العزوم المنقولة من البلاطة إلى العمود بواسطة شريحة العمود فقط.

ب- تقاوم العزوم السالبة γM_u المبينة بالبند (٦-٧-٢-٢) بواسطة العرض الفعال للبلاطة والذي يساوي عرض العمود مضافاً إليه ثلاثة أمثال سمك البلاطة t كما بشكل (٦-٢٨).

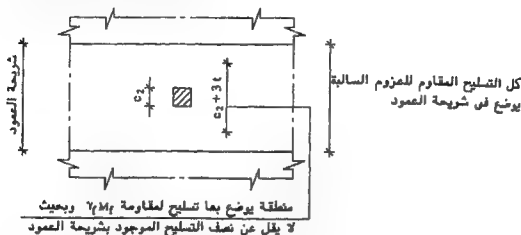
ج- يجب ألا يقل تسليح العرض الفعال عن نصف تسليح شريحة العمود.

د- يجب أن يمتد ما لا يقل عن ربع التسليح العلوي بشريحة العمود على كامل طول البحر (شكل ٦-٢٩-أ).

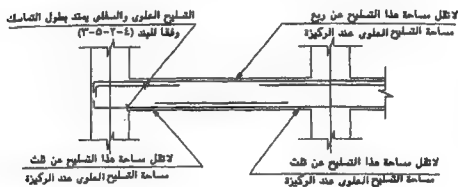
هـ- يجب أن يمتد ما لا يقل عن نصف التسليح السفلي لشريحتي العمود والوسط على كامل طول البحر (شكل ٦-٢٩-أ، ب) مع مراعاة استمرار التسليح داخل مناطق الارتكاز بطول رباط كافي وفقاً للبند (٤-٢-٥-٣).

و- يجب ألا يقل التسليح السفلي المستمر في شريحة العمود بكامل طول البحر عن ثلث قيم التسليح العلوي لشريحة العمود عند مناطق الارتكاز.

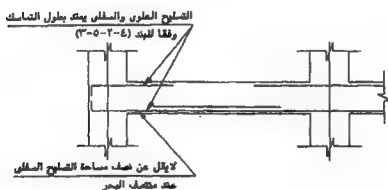
ز- عند الأطراف غير المستمرة للبلاطة يجب أن يمتد كل من التسليح العلوي والسفلي عند الركيزة الطرفية داخل منطقة الارتكاز بطول كافي وفقاً للبند (٤-٢-٥-٣).



شكل (٦-٢٨) للعرض الفعال في البلاطات المسطحة



(أ) شريحة العمود



(ب) شريحة الوسط

شكل (٦-٢٩) ترتيب التسليح في البلاطات اللاكمرية

٦-٢-٢ كمرات الإطارات الخرسانية المسلحة المقاومة لأحمال الزلازل

تصمم الكمرات الخرسانية المسلحة المعرضة لعزوم انحناء أو عزوم انحناء مصحوبة بقوة ضغط محورية لا تزيد قيمتها على $0.04f_{cu}A_g$ طبقاً للأسس التالية:

أ- يصمم قطاع الكمرة عند وجه الركيزة لمقاومة عزوم موجبة قصوى لا يقل مقدارها عن ثلث العزوم السالبة القصوى الناتجة من الحساب الإنشائي للمبنى.

ب- يجب ألا تقل مقاومة كل من العزوم السالبة أو الموجبة عند أي قطاع في الكمرة عن خمس قيمة أكبر عزم عند وجه أي من الركيزتين.

ج- توزيع الكانات الموضوعة في مسافة تساوي ضعف عمق الكمرة مقاسة من وجه الركيزة بحيث لا تبعد أول كانة لأكثر من ٥٠ سم من وجه الركيزة، ولا تزيد المسافة بين الكانات على الأقل من:

- ربع عمق الكمرة

- ثمانية أمثال قطر أصغر سيخ طولي في قطاع الكمرة

- ٢٤ مثل قطر الكانة

د- لا تزيد المسافة بين الكانات على طول الكمرة عن نصف عمق الكمرة أو ٢٠٠ سم أيهما أقل.

٦-٢-٣ أعمدة الإطارات الخرسانية المسلحة المقاومة لأحمال الزلازل

يجب ألا يزيد المسافة بين الكانات على s_0 وذلك لمسافة تساوي L_0 من وجه اتصال العمود مع الكمرة أو الأساسات عند كل من طرفي العمود (شكل ٦-٧ ب).

حيث L_0 تساوي القيمة الأكبر من:

أ- سدس الطول الخالص للعمود

ب- البعد الأكبر لقطاع العمود

ج- ٥٠٠ سم

وحيث s_0 تساوي القيمة الأصغر من:

أ- ثمانية أمثال قطر أصغر سيخ طولي في قطاع العمود

ب- ٢٤ مثل قطر كانة العمود

ج- نصف أصغر بعد لقطاع العمود

د- ١٥٠ مم

كما يجب وضع أول كانة على مسافة $s_0/2$ من وجه اتصال العمود مع الكمرة. وبحيث لا تزيد المسافة بين الكانات على امتداد باقي طول العمود على ضعف المسافة s_0 وتستمر الكانات داخل الكمرة بنفس المسافة s_0 .

٦-٨ الخرسانة سابقة الصنع

يتم تصميم الوحدات الخرسانية سابقة الصنع وفقا للاشترطات الواردة في هذا البند وتعتبر كافة بنود الكود التي لا تتعارض معه جزءا لا يتجزأ من الاشتراطات الخاصة بتحليل وتصميم الوحدات سابقة الصنع. ولا تكفي اشتراطات هذا البند لتحقيق متطلبات الأمان اللازمة لمقاومة أحمال الزلازل.

٦-٨-١ عام

١- يتم تصنيع العناصر سابقة الصنع والوصلات والفواصل لمقاومة كافة الأحمال الخارجية المؤثرة على العنصر في مراحل التصنيع والتخزين والنقل والتركيب والتنفيذ والاستخدام، بالإضافة لمقاومة الاجهادات الناتجة عن التقييد الطرفي.

٢- عند تحليل المنشآت سابقة الصنع، يجب مراعاة أن تكون افتراضات التحليل الخاصة بالسلوك الإنشائي للوصلات مطابقة لمسلوكها الفعلي.

٣- يجب أن يراعى في التصميم والتفاصيل المتطلبات الخاصة للتركيب وذلك مع مراعاة التفاوتات المسموح بها في الأبعاد وفقا لاشتراطات بند (٩-٨-٣) وكذل الاجهادات الناتجة عن التركيب.

٤- بالإضافة إلى متطلبات المنصوص عليها في البند (٧-٢)، يجب إضافة ما يلي سواء في رسومات العطاء أو الرسومات التنفيذية:

أ- تفاصيل التسليح والوصلات وعناصر الارتكاز وسمك الغطاء الخرساني

ووسائل رفع وتركيب تلك العناصر لمقاومة الأحمال المؤقتة خلال مراحل التنفيذ.

ب- المقاومة المميزة للخرسانة المستخدمة خلال مراحل التنفيذ المختلفة.

ج- حالة تشطيب أسطح العناصر.

د- أي تفاوتات خاصة (غير قياسية) مطلوبة للعنصر أو المنشأ.

هـ- أماكن الأربطة والوصلات بين العناصر والقوى المؤثرة عليها.

و- الاحتياطات والتوصيات الخاصة اللازمة للتركيب والتشييد.

٦-٨-٢ توزيع القوى التصميمية بين العناصر

١- يتم توزيع القوى المتعامدة على مستوى العناصر طبقاً للتحليل الإنشائي أو الاختبار التجريبي .

٢- تنتقل القوى بين عناصر المقف أو الحائط سابق الصنع في المستوى الواحد طبقاً للمتطلبات الآتية:

أ- استمرار مسار القوى في المستوى خلال العناصر والوصلات

ب- توافر مسار مستمر عن طريق صلب التسليح لمقاومة قوى الشد المتولدة.

ج- تصميم للوصلات والأربطة ومناطق الارتكاز لمقاومة جميع القوى اللازم انتقالها بما فيها أي قوى خاصة كالتى تنتج عن التفاوتات أو التشكلات المرنة أو الزحف أو الانكماش أو الحرارة.

٦-٨-٣ تسليح العناصر سابقة الصنع

- يتم تسليح العناصر طبقاً للاشتراطات الواردة بهذا البند وتعتبر كافة بنود الكود التى لا تتعارض معه جزءاً لا يتجزأ من هذه الاشتراطات.

- يجب ألا يقل كل من صلب التسليح الأفقي وصلب التسليح الرأسى في الحوائط عن ٠,٢٥ % من مساحة القطاع للخرسانى الكلى.

- يجب ألا يقل صلب تسليح بلاطات الأسقف في أي اتجاه عن ٠,١٥ % من مساحة القطاع.

Structural Integrity

٦-٨-٤ التكامل الإنشائي

٦-٨-٤-١ في المنشآت الخرسانية سابقة الصنع بارتفاع لا يتعدى طابقين يجب استيفاء الشروط التالية:

١- ضرورة استخدام أربطة طولية وعرضية ورأسية وحول محيط المنشأ لضمان اتصال العناصر سابقة الصنع بالنظام الإنشائي المقاوم للأحمال الجانبية.

٢- في الأسقف المكونة من عناصر سابقة الصنع والتي تعمل كمستويات أفقية جاسئة (Rigid horizontal diaphragms) تكون مقاومة الشد القصوى الاعتبارية (Norminal ultimate tensile strength) للوصلة بين هذه الأسقف و العناصر الرأسية المقاومة للأحمال الجانبية قادرة على تحمل ما لا يقل عن ٤,٥ كيلو نيوتن/م.

٣- يجب استخدام الأربطة للرأسية في كل العناصر الإنشائية الرأسية ويتحقق ذلك بعمل وصلات عند الفواصل الأفقية طبقا لما يلي:

أ- يجب ألا تقل المقاومة القصوى الاعتبارية في الشد للأعمدة سابقة الصنع عن $1.4 A_g$ نيوتن حيث A_g هي مساحة قطاع الخرسانة الكلية المطلوب حسابها بالمليمتر المربع. وفي حالة الأعمدة ذات قطاع فعلي أكبر من المطلوب حسابيا بشرط ألا تقل عن نصف المساحة الفعلية لقطاع العمود.

ب- في الحوائط سابقة الصنع يتم استخدام رباطين على الأقل في الحائط ولا تقل المقاومة القصوى الاعتبارية للشد عن ٤٥ كيلو نيوتن لكل رباط. وهذه الأربطة تكون متماثلة حول المحور الرأسي للحائط وتقع في الربع الخارجي للحائط كلما أمكن ذلك.

٤- يجب عدم الاعتماد على مقاومة الاحتكاك الناتجة من الأحمال الرأسية الدائمة عند تصميم وعمل تفاصيل الوصلات.

٦-٤-٢ في المنشآت ذات الحوائط الحاملة سابقة الصنع بارتفاع ثلاث طوابق فأكثر، يجب على الأقل تحقيق الشروط التالية (٦-٣١):

١- يزود للنظام الإنشائي للأسقف بأربطة طولية وعرضية تكفل تحقيق مقاومة قصوى اعتبارية لا تقل عن ٢٢ كيلو نيوتن/م من العرض أو الطول على التوالي. ويشترط وضع هذه الأربطة عند مناطق ارتكاز الحوائط الداخلية وكذلك بين عناصر المنشأ والحوائط الخارجية، ويتم رصها في مسافة لا تزيد عن ٦٠٠ مم من منسوب الأرصفة أو السقف.

٢- الأربطة الطولية الموازية لبحور الأسقف يتم رصها على مسافات لا تزيد على ٣,٠٠ متر، ويجب اتخاذ كافة الاحتياطات لنقل القوى حول الفتحات.

٣- الأربطة العرضية المتعامدة على بحور الأسقف يتم رصها على مسافات لا تزيد على المسافة بين الحوائط الحاملة.

٤- الأربطة حول المحيط الخارجي لكل سقف يتم رصها في مسافة ١,٢٠ متر من حافة السقف ويجب أن تحقق مقاومة في الشد لا تقل عن ٧٠ كيلو نيوتن.

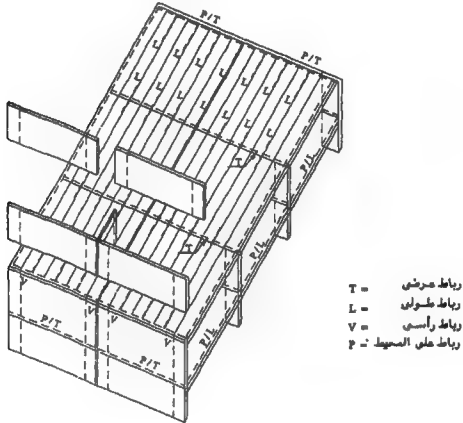
٥- يتم استخدام الأربطة الرأسية في جميع الحوائط، كما يجب أن تكون مستمرة في طول ارتفاع المبنى ويجب أن تحقق هذه الأربطة مقاومة قصوى اعتبارية في الشد لا تقل عن ٤٠ كيلو نيوتن لكل متر أفقي من الحائط، ويجب استخدام رباطين على الأقل لكل حائط.

٦-٨-٥ تصميم الوصلات ومناطق الارتكاز

٦-٨-٥-١ يمكن السماح بانتقال القوى بين العناصر عن طريق أي من الفواصل المحقونة أو مفاتيح القص أو الوصلات الميكانيكية أو وصلات صلب التسليح الفوقية المسلحة (Reinforced topping) أو عن طريق مجموعة من هذه الوسائل ويفضل استخدام الوصلات الميكانيكية مع للفواصل المحقونة أو مفاتيح القص في المنشآت المكونة من ثلاثة

أدوار فأكثر .

- ٢-٥-٨-٦ يتم تحديد صلاحية الوصلات لنقل القوى بين العناصر عن طريق التحليل أو بالاختبار التجريبي وعندما يكون القص هو الحمل الأساسي المؤثر فإنه يجب استيفاء الشروط الواردة في بند (٤-٢-٢-٤) .
- ٣-٥-٨-٦ عند تصميم وصلات ذات مواد الخواص الإنشائية يجب أخذ الجماءة النسبية للمواد وأقصى مقاومة لها ومطوليتها في الاعتبار .



- شكل (٦-٣١) التوزيع النمطي الخطي لأريطة الشد في المباني ذات البواكي سابقة الصب
- ٤-٥-٨-٦ في حالة ارتكاز عناصر الأسقف سابقة الصنع على ركائز بسيطة، يجب أن تستوفي الشروط التالية:
- ١- يجب ألا تزيد إجهادات الارتكاز المسموح بها على سطح التلامس بين

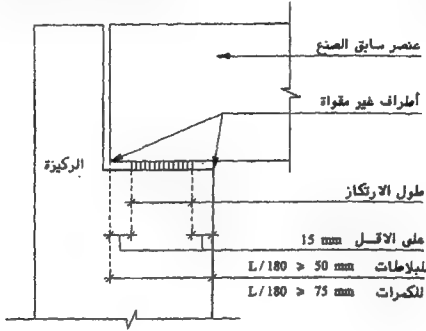
العناصر المرتكزة والمرتكز عليها على مقاومة الارتكاز لأي من أسطح التلامس مع عنصر الارتكاز. وتحدد مقاومة الخرسانة للارتكاز طبقاً لاشتراطات بند (٤-٢-٤) أو بند (٥-٦).

٢- إذا لم يثبت بالتحليل الإنشائي أو بالاختبار التجريبي وجود قصور في السلوك الإنشائي للوصلة أو مناطق الارتكاز للعناصر سابقة الصنع يجب توافر الشروط التالية:

أ- يجب التأكد من أن الأبعاد التصميمية - لكل عنصر وعناصر ارتكازه - بعد الأخذ في الاعتبار التفاوتات المسموح بها - تستوفي شرط أن المسافة بين حافة الركيزة ونهاية العنصر سابق الصنع المرتكز عليها لا تقل عن (١٨٠/١) من البحر الصافي للعنصر على ألا تقل عن ٥٠ سم للبلطات و ٧٥ مم للكمرات كما هو موضح بالشكل (٦-٣٢).

ب- يتم وضع وسادات الارتكاز للأطراف غير المقواه، وذلك على مسافة لا تقل عن ١٥ مم من وجه الركيزة أو على الأقل عرض الشطف المائل وذلك في الأطراف المشطوفة على المائل.

٣- لا تنطبق اشتراطات البند (٤-٢-٥-٣-ج) على التسليح المقاوم لمعزوم الانحناء الموجبة في العناصر سابقة الصنع المحددة استاتيكية، ولكن يجب أن يمتد ثلث هذا التسليح على الأقل إلى منتصف طول الارتكاز.



شكل (٦-٢٢) طول الارتكاز لعنصر سابق الصنع

٦-٨-٦ الأجزاء المدفونة بعد صب الخرسانة

يجوز تثبيت الأجزاء المدفونة وذلك أثناء مرحلة اللدونة للخرسانة مثل الأضابير والمحلقات التي تكون بارزة من سطح الخرسانة أو تظل مكشوفة بغرض المعاينة بشرط توافر ما يلي:

١- ألا تكون الأجزاء المدفونة ذات نهاية خطافية أو مربوطة بالتسليح الموجود داخل الخرسانة.

٢- أن يتم تثبيت الأجزاء المدفونة في وضعها الصحيح أثناء مرحلة اللدونة للخرسانة.

٣- أن يتم دمك الخرسانة جيدا حول الأجزاء المدفونة.

٦-٨-٧ الترقيم والتمييز

١- يجب أن يتم ترقيم كل عنصر سابق للصنع مكانه واتجاهه في المنشأ وأيضا تاريخ التصنيع.

٢- يجب أن تكون علامات التمييز مطابقة لرسومات التركيب.

٦-٨-٨ المناولة

١- عند تصميم العناصر سابقة الصنع، يجب الأخذ في الاعتبار كافة القوى والتشوهات (Distortions) الناتجة أثناء المعالجة وفك الشدات والتخزين والنقل والتركيب.

٢- يجب تثبيت الوحدات سابقة الصنع أثناء التركيب بوسائل تضمن عدم اختلال وضعها حتى الانتهاء من صب الوصلات الدائمة.

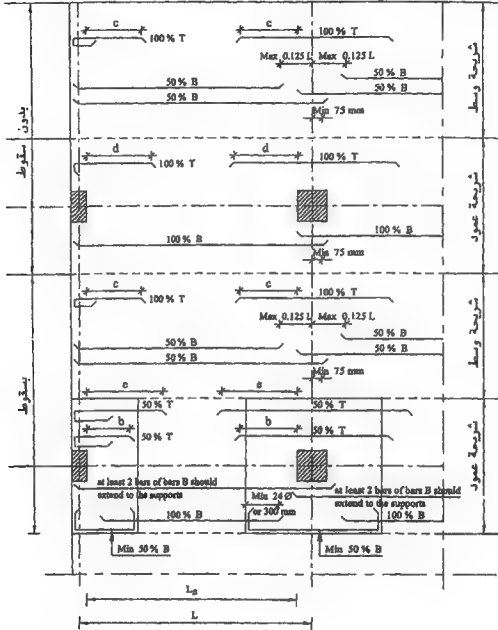
٦-٨-٩ تقييم مقاومة العنصر سابقة الصنع

١- يمكن اختبار العناصر سابقة الصنع التي تستخدم بالإضافة إلى خرسانة مصبوبة في مكانها -في الانحناء- بتحميل العنصر سابق التصنيع فقط طبقاً لما يلي:

أ- يمكن التأثير بأحمال الاختبار فقط عندما توضح الحسابات أن العنصر سابق الصنع منفرداً لن يكون حرجاً في الضغط أو الانبعاج.

ب- حمل الاختبار هو ذلك الحمل الذي عند تطبيقه على العنصر سابق الصنع منفرداً يعطي نفس قوة الشد الكلية في تسليح الشد التي ستوجد عند تحميل العنصر المركب بحمل الاختبار طبقاً للبند (٧-٧-٨).

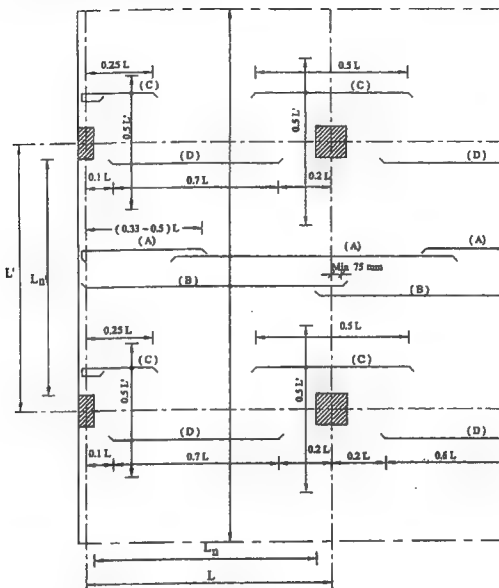
٢- يعتبر العنصر سابق الصنع مقبولاً إذا استوفى الشروط الواردة في بند (٧-٧-٨).



| الحدود الدنيا للمسافات | | | |
|------------------------|------------|------------|------------|
| b | c | d | e |
| 0.20 L_d | 0.22 L_d | 0.30 L_d | 0.33 L_d |

B: تسليح سفلي
T: تسليح علوي
L: المسافة بين محاور الركائز
L_d: البحر الصافي بين أوجه الركائز

شكل (٧-٤-أ) نموذج تسليح عام لبلاطة مسطحة (لاعمرية)



| | |
|---|--------------------------------|
| A | شبكة التسليح العلوي |
| B | شبكة التسليح السفلي |
| C | تسليح علوي إضافي لشريحة العמוד |
| D | تسليح سفلي إضافي لشريحة العמוד |

L or L' : المسافة بين محاور الركائز
 L_B or L : البحر الصافي بين أوجه الركائز

شكل (٧-٤) نموذج تسليح مرانف لبلاطة مسطحة (لاكمرية) باستخدام

شبكة رئيسية وتسلية إضافي

جداول مساعدة في تصميم البلاطات

أعدت هذه الجداول بواسطة الحاسب الآلي وذلك في للمساعدة في حساب البلاطات المصمته المحملة على كمرات خرسانية جسيئة ذات اتجاهين.

ونرجو لفت النظر انه لا ينبغي لغير المهندسين الإنشائيين استخدام هذه الجداول حرصا على سلامه استخدامها والاختيار منها حسب ظروف التصميم الإنشائي وذلك حفاظا على سلامة المنشآت الخرسانية.

DESIGN OF SLABS

1- DESIGN BASIS (continuous slabs)

$$F_{CU} = 250 \text{ Kg/cm}^2, F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2, \gamma_c = 2.5 \text{ t/m}^3, F.C = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L.L = 100 \text{ Kg/m}^2$$

| L ₂ | L ₁ | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------|----------------|-----|------|------|------|------|------|
| 3 | | 10 | 10 | 10 | | | |
| | | 5φ8 | 5φ8 | 6φ8 | 5φ8 | 7φ8 | 5φ8 |
| 4 | | 10 | 10 | 10 | 10 | 12 | |
| | | 6φ8 | 5φ8 | 6φ8 | 6φ8 | 6φ10 | 5φ10 |
| 5 | | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 14 |
| | | 7φ8 | 5φ8 | 6φ10 | 5φ10 | 6φ10 | 7φ10 |
| 6 | | | 10 | 12 | 14 | 15 | 16 |
| | | | 7φ10 | 5φ10 | 7φ10 | 6φ13 | 8φ13 |
| 7 | | | 12 | 12 | 15 | 16 | 18 |
| | | | 8φ10 | 5φ10 | 9φ10 | 6φ13 | 7φ13 |
| 8 | | | | 14 | 16 | 18 | 18 |
| | | | | 9φ10 | 7φ10 | 9φ13 | 7φ13 |

$$L.L = 200 \text{ Kg/m}^2$$

| L ₂ | L ₁ | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------|----------------|-----|------|------|------|------|------|
| 3 | | 10 | 10 | 10 | | | |
| | | 5φ8 | 5φ8 | 7φ8 | 5φ8 | 8φ8 | 5φ8 |
| 4 | | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | |
| | | 7φ8 | 5φ8 | 8φ8 | 8φ8 | 7φ10 | 5φ10 |
| 5 | | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 14 |
| | | 8φ8 | 5φ8 | 7φ10 | 5φ10 | 7φ10 | 7φ10 |
| 6 | | | 12 | 12 | 15 | 15 | 16 |
| | | | 7φ10 | 5φ10 | 8φ10 | 7φ13 | 9φ13 |
| 7 | | | 12 | 12 | 15 | 16 | 18 |
| | | | 9φ10 | 6φ10 | 9φ10 | 7φ10 | 8φ13 |
| 8 | | | | 14 | 16 | 18 | 18 |
| | | | | 7φ13 | 6φ10 | 7φ16 | 6φ13 |

L.L=250 Kg/m²

| L _s | L ₁ | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------|----------------|------|------|------|------|------|------|
| 3 | | 10 | 10 | 10 | | | |
| | | 5φ8 | 5φ8 | 7φ8 | 5φ8 | 6φ10 | 6φ8 |
| 4 | | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | |
| | | 7φ8 | 5φ8 | 8φ8 | 8φ8 | 7φ10 | 5φ10 |
| 5 | | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 14 |
| | | 6φ10 | 6φ8 | 7φ10 | 5φ10 | 7φ10 | 7φ10 |
| 6 | | | 12 | 12 | 15 | 16 | 18 |
| | | | 8φ10 | 6φ10 | 9φ10 | 8φ10 | 7φ13 |
| 7 | | | 12 | 12 | 18 | 18 | 18 |
| | | | 6φ13 | 5φ10 | 7φ13 | 5φ13 | 6φ16 |
| 8 | | | | 14 | 18 | 18 | 18 |
| | | | | 7φ13 | 7φ10 | 7φ16 | 6φ16 |

L.L=300 Kg/m²

| L _s | L ₁ | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------|----------------|------|------|------|------|------|------|
| 3 | | 10 | 10 | 10 | | | |
| | | 5φ8 | 5φ8 | 8φ8 | 6φ8 | 6φ10 | 6φ8 |
| 4 | | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | |
| | | 8φ8 | 6φ8 | 6φ10 | 6φ10 | 8φ10 | 6φ10 |
| 5 | | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 14 |
| | | 6φ10 | 6φ8 | 8φ10 | 6φ10 | 8φ10 | 6φ13 |
| 6 | | | 12 | 12 | 15 | 16 | 18 |
| | | | 8φ10 | 6φ10 | 6φ13 | 5φ13 | 7φ16 |
| 7 | | | 12 | 12 | 16 | 18 | 20 |
| | | | 6φ13 | 5φ10 | 7φ13 | 5φ13 | 6φ16 |
| 8 | | | | 14 | 18 | 20 | 20 |
| | | | | 7φ13 | 5φ13 | 7φ16 | 6φ16 |

L.L=400 Kg/m²

| L _s | L ₁ | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------|----------------|------|------|------|------|------|------|
| 3 | 10 | 10 | 10 | 10 | | | |
| | | 6φ8 | 6φ8 | 9φ8 | 6φ8 | 7φ10 | 5φ10 |
| 4 | 10 | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | |
| | | 9φ8 | 6φ8 | 6φ10 | 6φ10 | 9φ10 | 7φ10 |
| 5 | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | 14 | 14 |
| | | 7φ10 | 5φ10 | 9φ10 | 7φ10 | 7φ13 | 5φ13 |
| 6 | 10 | 12 | 12 | 12 | 15 | 18 | 18 |
| | | 9φ10 | 6φ10 | 7φ13 | 5φ13 | 9φ13 | 7φ16 |
| 7 | 10 | 12 | 14 | 18 | 18 | 20 | 20 |
| | | 7φ13 | 6φ10 | 7φ13 | 5φ13 | 7φ16 | 9φ16 |
| 8 | 10 | 14 | 18 | 20 | 20 | 22 | 22 |
| | | 8φ13 | 5φ13 | 8φ16 | 6φ16 | 9φ16 | 7φ16 |

L.L=500 Kg/m²

| L _s | L ₁ | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------|----------------|------|------|------|------|------|------|
| 3 | 10 | 10 | 10 | 12 | | | |
| | | 6φ10 | 6φ10 | 8φ10 | 7φ10 | 9φ10 | 6φ10 |
| 4 | 10 | 12 | 12 | 12 | 12 | 14 | |
| | | 8φ10 | 7φ10 | 9φ10 | 9φ10 | 8φ13 | 6φ13 |
| 5 | 10 | 12 | 12 | 14 | 15 | 16 | 18 |
| | | 9φ10 | 6φ10 | 8φ13 | 6φ13 | 7φ13 | 7φ16 |
| 6 | 10 | 12 | 15 | 16 | 16 | 18 | 20 |
| | | 9φ13 | 6φ13 | 9φ13 | 7φ13 | 9φ13 | 8φ16 |
| 7 | 10 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 22 |
| | | 8φ13 | 6φ10 | 7φ16 | 6φ13 | 8φ16 | 6φ16 |
| 8 | 10 | 18 | 20 | 22 | 22 | 24 | 24 |
| | | 7φ16 | 5φ13 | 8φ16 | 7φ13 | 9φ16 | 7φ16 |

2- DESIGN BASIS (continuous slabs)

$$F_{cu} = 250 \text{ Kg/cm}^2, F_y = 3600 \text{ Kg/cm}^2, \gamma_c = 2.5 \text{ t/m}^3, F.C = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$$L.L = 100 \text{ Kg/m}^2$$

| L_s | 1,1 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-------|-----|-----|-----|------|------|------|------|
| 3 | | 10 | 10 | 10 | | | |
| | | 5Ø8 | 5Ø8 | 5Ø8 | 5Ø8 | | |
| 4 | | 10 | 10 | 10 | 10 | 12 | |
| | | 5Ø8 | 5Ø8 | 5Ø8 | 7Ø8 | 6Ø8 | 8Ø8 |
| 5 | | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 14 |
| | | 5Ø8 | 5Ø8 | 7Ø8 | 6Ø8 | 7Ø8 | 8Ø8 |
| 6 | | | 10 | 12 | 14 | 15 | 16 |
| | | | 8Ø8 | 6Ø8 | 8Ø8 | 7Ø10 | 7Ø10 |
| 7 | | | 12 | 12 | 15 | 16 | 18 |
| | | | 9Ø8 | 6Ø8 | 6Ø10 | 5Ø10 | 9Ø10 |
| 8 | | | | 14 | 16 | 18 | 18 |
| | | | | 6Ø10 | 5Ø10 | 6Ø13 | 5Ø13 |

$$L.L = 200 \text{ Kg/m}^2$$

| L_s | 1,1 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-------|-----|-----|------|------|------|------|------|
| 3 | | 10 | 10 | 10 | | | |
| | | 5Ø8 | 5Ø8 | 5Ø8 | 6Ø8 | 5Ø8 | |
| 4 | | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | |
| | | 5Ø8 | 5Ø8 | 6Ø8 | 6Ø8 | 8Ø8 | 6Ø10 |
| 5 | | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 14 |
| | | 6Ø8 | 5Ø8 | 8Ø8 | 6Ø8 | 8Ø8 | 9Ø8 |
| 6 | | | 12 | 12 | 15 | 15 | 16 |
| | | | 8Ø8 | 6Ø8 | 9Ø8 | 8Ø8 | 8Ø10 |
| 7 | | | 12 | 12 | 15 | 16 | 18 |
| | | | 6Ø10 | 5Ø10 | 6Ø10 | 5Ø10 | 6Ø13 |
| 8 | | | | 14 | 16 | 18 | 18 |
| | | | | 8Ø10 | 5Ø10 | 7Ø13 | 7Ø10 |

L.L.=250 Kg/m²

| 1 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|---|-----|------|------|------|------|------|
| 3 | 10 | 10 | 10 | | | |
| | 5Ø8 | 5Ø8 | 5Ø8 | 7Ø8 | 5Ø8 | |
| 4 | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | |
| | 5Ø8 | 5Ø8 | 6Ø8 | 6Ø8 | 9Ø8 | 7Ø8 |
| | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 14 |
| | 7Ø8 | 6Ø8 | 8Ø8 | 6Ø10 | 5Ø10 | 8Ø10 |
| | | 12 | 12 | 15 | 16 | 18 |
| 5 | | 9Ø8 | 7Ø8 | 6Ø10 | 5Ø10 | 8Ø10 |
| | | 12 | 12 | 16 | 18 | 18 |
| 6 | | 7Ø10 | 6Ø8 | 8Ø10 | 6Ø10 | 6Ø13 |
| | | | 14 | 18 | 18 | 18 |
| 8 | | | 8Ø10 | 5Ø10 | 7Ø13 | 7Ø10 |
| | | | | 8Ø13 | 6Ø13 | 8Ø13 |

L.L.=300 Kg/m²

| 1 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|---|-----|------|------|------|------|------|
| 3 | 10 | 10 | 10 | | | |
| | 5Ø8 | 5Ø8 | 6Ø8 | 5Ø8 | 7Ø8 | 5Ø8 |
| 4 | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | |
| | 6Ø8 | 5Ø8 | 7Ø8 | 7Ø8 | 6Ø10 | 5Ø10 |
| | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 14 |
| | 7Ø8 | 5Ø8 | 6Ø10 | 5Ø10 | 6Ø10 | 8Ø10 |
| | | 12 | 12 | 15 | 16 | 18 |
| 6 | | 6Ø10 | 6Ø8 | 7Ø10 | 6Ø10 | 9Ø10 |
| | | 12 | 12 | 16 | 18 | 20 |
| 7 | | 7Ø10 | 6Ø8 | 8Ø10 | 6Ø10 | 7Ø13 |
| | | | 14 | 18 | 20 | 20 |
| 8 | | | 8Ø10 | 5Ø10 | 7Ø13 | 7Ø10 |
| | | | | 8Ø13 | 6Ø13 | 8Ø13 |

L.L=400 Kg/m²

| L ₂ | L ₁ | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 3 | 3 | 10 | 10 | 10 | | | |
| | | 508 10 | 508 10 | 808 10 | 808 10 | | |
| 4 | 4 | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | |
| | | 608 10 | 508 10 | 708 10 | 608 10 | 508 10 | 808 10 |
| 5 | 5 | 10 | 10 | 12 | 12 | 14 | 14 |
| | | 808 10 | 608 10 | 608 10 | 508 10 | 608 10 | 508 10 |
| 6 | 6 | | 12 | 12 | 15 | 18 | 18 |
| | | | 608 10 | 508 10 | 808 10 | 608 10 | 508 10 |
| 7 | 7 | | 12 | 14 | 18 | 18 | 20 |
| | | | 608 10 | 508 10 | 808 10 | 608 10 | 508 10 |
| 8 | 8 | | 14 | 18 | 20 | 20 | 20 |
| | | | 808 10 | 608 10 | 508 10 | 808 10 | 608 10 |

L.L=500 Kg/m²

| L ₂ | L ₁ | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 3 | 3 | 10 | 10 | 12 | | | |
| | | 708 10 | 808 10 | 608 10 | 508 10 | | |
| 4 | 4 | 10 | 12 | 12 | 12 | 14 | |
| | | 908 10 | 808 10 | 608 10 | 508 10 | 708 10 | 808 10 |
| 5 | 5 | 12 | 12 | 14 | 15 | 16 | 18 |
| | | 608 10 | 508 10 | 808 10 | 608 10 | 508 10 | 808 10 |
| 6 | 6 | | 12 | 15 | 16 | 18 | 20 |
| | | | 608 10 | 508 10 | 808 10 | 608 10 | 508 10 |
| 7 | 7 | | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 |
| | | | 808 10 | 608 10 | 508 10 | 708 10 | 808 10 |
| 8 | 8 | | | 18 | 20 | 22 | 22 |
| | | | | 708 10 | 608 10 | 508 10 | 808 10 |

1- DESIGN BASIS (simple slabs)

$$F_{CT} = 250 \text{ Kg/cm}^2, F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2, \gamma_c = 2.5 \text{ t/m}^3, F.C = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$$L.I = 100 \text{ Kg/m}^2$$

| 1 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----|---------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 3 | 10 | 10 | 10 | | | |
| 4 | 7φ8 5φ8 | 7φ8 5φ8 | 9φ8 5φ8 | | | |
| 5 | 10 | 10 | 10 | 18 | 12 | |
| 6 | 7φ8 5φ8 | 8φ8 8φ8 | 7φ10 5φ10 | 8φ10 6φ10 | 9φ10 6φ10 | |
| 7 | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 14 |
| 8 | 9φ8 5φ8 | 7φ10 5φ10 | 7φ10 7φ10 | 6φ13 5φ13 | 7φ13 5φ13 | 7φ13 7φ10 |
| 9 | | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 |
| 10 | | 8φ10 6φ10 | 6φ13 5φ13 | 8φ13 8φ13 | 9φ13 7φ13 | 7φ16 6φ13 |
| 11 | | 12 | 12 | 16 | 16 | 18 |
| 12 | | 9φ10 6φ10 | 7φ13 5φ13 | 9φ13 7φ13 | 7φ16 7φ16 | 8φ16 7φ16 |
| 13 | | | 14 | 18 | 18 | 18 |
| 14 | | | 7φ13 7φ10 | 7φ16 6φ13 | 8φ16 7φ16 | 8φ16 8φ16 |

$$L.I = 200 \text{ Kg/m}^2$$

| 1 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 3 | 10 | 10 | 10 | | | |
| 4 | 6φ8 6φ8 | 9φ8 6φ8 | 7φ10 6φ8 | | | |
| 5 | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | |
| 6 | 9φ8 6φ8 | 6φ10 6φ10 | 9φ10 7φ10 | 9φ10 6φ10 | 7φ13 6φ10 | |
| 7 | 10 | 10 | 12 | 12 | 14 | 14 |
| 8 | 7φ10 6φ8 | 9φ10 7φ10 | 8φ10 8φ10 | 6φ13 5φ13 | 7φ13 5φ13 | 8φ13 8φ10 |
| 9 | | 12 | 12 | 15 | 18 | 18 |
| 10 | | 9φ10 6φ10 | 6φ13 5φ13 | 9φ13 9φ13 | 7φ16 6φ16 | 8φ16 6φ13 |
| 11 | | 12 | 14 | 18 | 18 | 20 |
| 12 | | 7φ13 6φ10 | 7φ13 5φ13 | 7φ16 6φ16 | 7φ16 7φ16 | 9φ16 7φ16 |
| 13 | | | 14 | 18 | 20 | 20 |
| 14 | | | 8φ13 8φ10 | 8φ16 7φ13 | 9φ16 7φ16 | 9φ16 9φ16 |

$L.I=250 \text{ Kg/m}^2$

| L_s | $L.I$ | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-------|-------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 3 | | 10 | 10 | 10 | | | |
| | | 6φ8 6φ8 | 9φ8 6φ8 | 8φ10 7φ8 | | | |
| 4 | | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | |
| | | 9φ8 6φ8 | 7φ10 7φ10 | 9φ10 7φ10 | 6φ13 6φ10 | 7φ13 6φ10 | |
| 5 | | 10 | 10 | 12 | 12 | 14 | 14 |
| | | 8φ10 7φ8 | 9φ10 7φ10 | 9φ10 9φ10 | 7φ13 6φ13 | 7φ13 5φ13 | 9φ13 8φ10 |
| 6 | | | 12 | 12 | 15 | 18 | 18 |
| | | | 6φ13 6φ10 | 7φ13 6φ13 | 9φ13 9φ13 | 7φ16 6φ16 | 8φ16 7φ13 |
| 7 | | | 12 | 14 | 18 | 18 | 22 |
| | | | 7φ13 6φ10 | 7φ13 5φ13 | 7φ16 6φ16 | 7φ16 7φ16 | 9φ16 7φ16 |
| 8 | | | | 14 | 18 | 22 | 22 |
| | | | | 9φ13 8φ10 | 8φ16 7φ13 | 9φ16 7φ16 | 9φ16 9φ16 |

 $L.I=300 \text{ Kg/m}^2$

| L_s | $L.I$ | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-------|-------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 3 | | 10 | 10 | 10 | | | |
| | | 6φ8 6φ8 | 9φ8 6φ8 | 8φ10 7φ8 | | | |
| 4 | | 10 | 10 | 12 | 12 | 14 | |
| | | 9φ8 7φ8 | 7φ10 7φ10 | 9φ10 7φ10 | 6φ13 5φ13 | 7φ13 6φ10 | |
| 5 | | 10 | 12 | 12 | 12 | 14 | 15 |
| | | 8φ10 7φ8 | 9φ10 7φ10 | 9φ10 9φ10 | 7φ13 6φ13 | 8φ13 6φ13 | 9φ13 5φ13 |
| 6 | | | 12 | 12 | 16 | 18 | 20 |
| | | | 6φ13 5φ13 | 7φ13 6φ13 | 9φ13 9φ13 | 8φ16 7φ16 | 8φ16 7φ13 |
| 7 | | | 14 | 14 | 18 | 18 | 22 |
| | | | 7φ13 6φ10 | 8φ13 6φ13 | 8φ16 7φ16 | 8φ16 8φ16 | 9φ16 7φ16 |
| 8 | | | | 15 | 20 | 22 | 22 |
| | | | | 9φ13 5φ13 | 8φ16 7φ13 | 9φ16 7φ16 | 9φ16 9φ16 |

L.L=400 Kg/m²

| Lx | Ly | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----|----|------|------|------|------|------|------|
| 3 | | 10 | 10 | 10 | | | |
| | 3 | 7φ8 | 7φ8 | 7φ10 | 5φ10 | 9φ10 | 5φ10 |
| 4 | | 10 | 10 | 12 | 12 | 14 | |
| | 4 | 7φ10 | 8φ10 | 8φ10 | 6φ13 | 5φ13 | 7φ13 |
| 5 | | 10 | 12 | 12 | 14 | 14 | 16 |
| | 5 | 9φ10 | 8φ10 | 6φ13 | 5φ13 | 7φ13 | 7φ13 |
| 6 | | | 12 | 14 | 16 | 20 | 22 |
| | 6 | | 7φ13 | 5φ13 | 7φ13 | 6φ13 | 7φ16 |
| 7 | | | 14 | 14 | 20 | 20 | 24 |
| | 7 | | 9φ13 | 7φ10 | 9φ13 | 6φ13 | 8φ16 |
| 8 | | | | 16 | 22 | 24 | 24 |
| | 8 | | | 9φ13 | 6φ13 | 9φ16 | 8φ16 |

L.L=500 Kg/m²

| Lx | Ly | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----|----|------|------|------|------|------|------|
| 3 | | 10 | 12 | 12 | | | |
| | 3 | 7φ10 | 7φ10 | 6φ13 | 6φ10 | | |
| 4 | | 12 | 12 | 14 | 15 | 16 | |
| | 4 | 6φ13 | 6φ10 | 7φ13 | 7φ13 | 8φ13 | 6φ13 |
| 5 | | 12 | 14 | 15 | 18 | 18 | 20 |
| | 5 | 7φ13 | 6φ10 | 8φ13 | 6φ13 | 7φ16 | 7φ13 |
| 6 | | | 15 | 18 | 18 | 20 | 22 |
| | 6 | | 9φ13 | 6φ13 | 7φ16 | 7φ13 | 7φ16 |
| 7 | | | 16 | 18 | 20 | 20 | 24 |
| | 7 | | 9φ13 | 6φ10 | 8φ16 | 8φ13 | 9φ16 |
| 8 | | | | 20 | 22 | 24 | 24 |
| | 8 | | | 8φ16 | 5φ13 | 7φ19 | 6φ16 |

1- DESIGN BASIS (simple slabs)

 $F_{cu} = 250 \text{ Kg/cm}^2$, $F_y = 3600 \text{ Kg/cm}^2$, $\gamma_c = 2.5 \text{ t/m}^3$, $F.C = 150 \text{ Kg/m}^2$
 $I.L = 100 \text{ Kg/m}^2$

| L_s | L_t | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-------|-------|-----|------|------|------|------|------|
| 3 | | 10 | 10 | 10 | | | |
| | | 5Ø8 | 5Ø8 | 5Ø8 | 5Ø8 | 6Ø8 | 5Ø8 |
| 4 | | 10 | 10 | 10 | 10 | 12 | |
| | | 5Ø8 | 5Ø8 | 6Ø8 | 6Ø8 | 8Ø8 | 6Ø8 |
| 5 | | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 14 |
| | | 6Ø8 | 5Ø8 | 8Ø8 | 6Ø8 | 8Ø8 | 8Ø8 |
| 6 | | | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 |
| | | | 9Ø8 | 7Ø8 | 7Ø10 | 6Ø10 | 6Ø13 |
| 7 | | | 12 | 12 | 16 | 16 | 18 |
| | | | 6Ø10 | 5Ø10 | 8Ø10 | 6Ø10 | 6Ø13 |
| 8 | | | | 14 | 18 | 18 | 18 |
| | | | | 8Ø10 | 5Ø10 | 7Ø13 | 7Ø10 |

 $I.L = 200 \text{ Kg/m}^2$

| L_s | L_t | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-------|-------|-----|------|------|------|------|------|
| 3 | | 10 | 10 | 10 | | | |
| | | 5Ø8 | 5Ø8 | 6Ø8 | 5Ø8 | 8Ø8 | 5Ø8 |
| 4 | | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | |
| | | 6Ø8 | 5Ø8 | 7Ø8 | 7Ø8 | 6Ø10 | 5Ø10 |
| 5 | | 10 | 10 | 12 | 12 | 14 | 14 |
| | | 8Ø8 | 5Ø8 | 6Ø10 | 5Ø10 | 9Ø8 | 9Ø8 |
| 6 | | | 12 | 12 | 15 | 18 | 18 |
| | | | 6Ø10 | 5Ø10 | 7Ø10 | 6Ø10 | 6Ø13 |
| 7 | | | 12 | 14 | 18 | 18 | 20 |
| | | | 8Ø10 | 5Ø10 | 9Ø10 | 7Ø10 | 7Ø13 |
| 8 | | | | 14 | 18 | 20 | 20 |
| | | | | 9Ø10 | 5Ø10 | 8Ø13 | 8Ø10 |

$I.L=250 \text{ Kg/m}^2$

| L_x | L_y | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-------|-------|-----|------|------|------|------|------|
| 3 | 3 | 10 | 10 | 10 | | | |
| | 4 | 5Ø8 | 5Ø8 | 6Ø8 | 5Ø8 | | |
| | 5 | 10 | 10 | 10 | | 12 | |
| | 6 | 6Ø8 | 5Ø8 | 8Ø8 | 8Ø8 | 6Ø10 | 5Ø10 |
| | 7 | 10 | 10 | 12 | 12 | 14 | 14 |
| | 8 | 8Ø8 | 5Ø8 | 6Ø10 | 5Ø10 | 6Ø10 | 6Ø10 |
| 6 | 3 | | 12 | 12 | 15 | 18 | 18 |
| | 4 | | 7Ø10 | 5Ø10 | 8Ø10 | 7Ø10 | 6Ø13 |
| | 5 | | 12 | 14 | 18 | 18 | 22 |
| | 6 | | 8Ø10 | 5Ø10 | 8Ø10 | 6Ø13 | 7Ø13 |
| | 7 | | | 14 | 18 | 22 | 22 |
| | 8 | | | 6Ø13 | 7Ø10 | 8Ø13 | 5Ø13 |

$I.L=300 \text{ Kg/m}^2$

| L_x | L_y | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-------|-------|-----|------|------|------|------|------|
| 3 | 3 | 10 | 10 | 10 | | | |
| | 4 | 5Ø8 | 5Ø8 | 6Ø8 | 5Ø8 | | |
| | 5 | 10 | 10 | 10 | | 12 | 14 |
| | 6 | 6Ø8 | 5Ø8 | 8Ø8 | 8Ø8 | 6Ø10 | 5Ø10 |
| | 7 | 10 | 12 | 12 | 12 | 14 | 14 |
| | 8 | 9Ø8 | 5Ø8 | 6Ø10 | 5Ø10 | 6Ø10 | 7Ø10 |
| 6 | 3 | | 12 | 12 | 16 | 18 | 20 |
| | 4 | | 7Ø10 | 6Ø10 | 8Ø10 | 7Ø10 | 6Ø13 |
| | 5 | | 14 | 14 | 18 | 18 | 22 |
| | 6 | | 8Ø10 | 5Ø10 | 9Ø10 | 7Ø10 | 8Ø13 |
| | 7 | | | 15 | 20 | 22 | 22 |
| | 8 | | | 6Ø13 | 6Ø10 | 8Ø13 | 8Ø10 |

L.L.=400 Kg/m²

| L _s | L ₁ | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------|----------------|------|------|------|------|------|------|
| 3 | | 10 | 10 | 10 | | | |
| | | 5Ø8 | 5Ø8 | 8Ø8 | 6Ø8 | | |
| 4 | | 10 | 10 | 12 | 12 | 14 | |
| | | 8Ø8 | 6Ø8 | 6Ø10 | 6Ø10 | 9Ø10 | 5Ø10 |
| 5 | | 10 | 12 | 12 | 14 | 14 | 16 |
| | | 6Ø10 | 6Ø8 | 7Ø10 | 6Ø10 | 8Ø10 | 7Ø10 |
| 6 | | | 12 | 14 | 16 | 20 | 22 |
| | | | 8Ø10 | 6Ø10 | 8Ø10 | 7Ø10 | 7Ø13 |
| 7 | | | 14 | 14 | 20 | 20 | 24 |
| | | | 6Ø13 | 5Ø13 | 6Ø13 | 5Ø13 | 8Ø13 |
| 8 | | | | 16 | 22 | 24 | 24 |
| | | | | 6Ø13 | 5Ø13 | 9Ø13 | 6Ø13 |

L.L.=500 Kg/m²

| L _s | L ₁ | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------|----------------|------|------|------|------|------|------|
| 3 | | 10 | 12 | 12 | | | |
| | | 5Ø10 | 5Ø10 | 7Ø10 | 5Ø10 | | |
| 4 | | 12 | 12 | 14 | 15 | 16 | |
| | | 7Ø10 | 5Ø10 | 8Ø10 | 8Ø10 | 9Ø10 | 7Ø10 |
| 5 | | 12 | 14 | 15 | 18 | 18 | 20 |
| | | 8Ø10 | 5Ø10 | 9Ø10 | 7Ø10 | 5Ø13 | 8Ø13 |
| 6 | | | 15 | 18 | 18 | 20 | 22 |
| | | | 6Ø13 | 5Ø13 | 7Ø13 | 7Ø13 | 9Ø13 |
| 7 | | | 16 | 18 | 20 | 20 | 24 |
| | | | 6Ø13 | 5Ø10 | 8Ø13 | 6Ø13 | 9Ø13 |
| 8 | | | | 20 | 22 | 24 | 24 |
| | | | | 8Ø13 | 5Ø13 | 7Ø16 | 6Ø13 |

REFERENCES

- 1- PHIL. M. FERGUSON
"Reinforced concrete fundamentals." 3rd edition
- 2- EDWARD G. NAWY
Reinforced concrete " A fundamental approach "
- 3- PAUL F. RICE, EDWARD S. HOFFMAN
" Structural design guide to the ACI building code "
- 4- M. KONCZ
" Manual of precast Concrete Construction "
- 5- CHARLES E. REYNOLDS & J.C STRRMAN
" Reinforced Concrete Designer's Handbook "
- 6- A.H. ALLEN
" Reinforced Concrete Design To Cpllo, Simply Explained "
- 7- DERRICK BECKTT.
" Limit State Design Of Reinforced Concrete Structures "
- 8- EDWIN H. GAYLORD, CHARLES N. GAYLORD
" Structural Engineering Handbook "
- 9- N.C. SINHA & S.K. ROY
" Fundamentals Of Reinforced Concrete "
- 10- SHAKER EL - BHAIRY
" Reinforced Concrete Design Handbook Part 1 & 2 "
- 11- RAYMOND J. ROARK & WARREN C. YOUNG
" Formulas For Stress and Strain " 5th edition.
- 12- M.HILLAL
" Fundamentals Of Reinforced and Prestressed Concrete "

REFERENCES

- 13- KAMAL NASSIF GHALI
" *Lectures On R.C. Slabs* "
- 14- European Committee For Concrete-Information Bulletin N 35
" *The Application Of The Yield Line Theory To The Calculations Of The Flexural Strength Of Flat Slabs Floor* "
- 15- SHAKER EL - BEHAIRY
" *Lectures On Yield Line Theory* "
- 16- P. DAYA RATNAM
" *Design Of Reinforced Concrete Structures* "
- 18- ROBERT A. HARTLAND
" *Design of precast concrete* "
- 19- CP. 110 & B.S 8110
- 20- ACI 318-83 & ACI 318. M-89
- 21- U.H. VARYANT & A.RADHAJI
" *Manual for limit state design of reinforced concrete members* "
in accordance with IS: 456-1978
- 22- M. SIVARAMAKRISHNA IYER
" *Design examples in reinforced concrete* "
- 23- KONG & EVANS
" *Reinforced and prestressed concrete* " 3rd edition
- 24- CHU-KIA WANG, CHARLES G. SALMON
" *Reinforced concrete design* " 4th edition

Index

فهرس

| | |
|----|---|
| ٥ | • مقدمة الطبعة الرابعة |
| ٦ | • مقدمة الطبعة الأولى |
| | الباب الأول |
| ٩ | • مقدمة إلى طريقة التصميم بإجهادات التشغيل |
| | الباب الثاني |
| ٢٥ | • طريقة التصميم بحالات الحدود القصوى |
| ٢٥ | • تعريفات |
| ٢٥ | • تصنيف أنواع حالات الحدود |
| ٢٥ | أ- حالة حد المقاومة للقصوى |
| ٢٥ | ب - حالة حد الانزلاق |
| ٢٦ | ج - حالات حدود التشغيل |
| ٢٨ | • تحديد حالات الأمان استعمال طريقة حالات الحدود |
| ٢٨ | أ- أحمال وأفعال للتشغيل |
| ٢٨ | ب- قيم الأحمال والأفعال القصوى لحالة الحد الأقصى للمقاومة |
| | ج- قيم الأحمال والأفعال في حالة التصميم |
| ٣٠ | بطريقة المرونة وحالات حدود التشغيل |
| ٣٢ | • حالات خاصة في البلاطات المستمرة |
| ٣٤ | • أحمال التشغيل أو الأحمال المميزة |
| ٣٤ | ١- الأحمال |
| ٣٥ | ٢- وزن الأرضيات |
| ٣٥ | ٣- أحمال الحوائط |
| ٣٥ | ١ - حوائط طوب أحمر مصمت |
| ٣٦ | ٢- حوائط طوب أسمنتي مصمت |
| ٣٦ | ٣- حوائط طوب أسمنتي مفرغ |
| ٣٦ | ٤- حوائط طوب أسمنتي مخفاف |
| ٣٦ | ٥- حوائط طوب أسمنتي جبسي |
| ٣٦ | ٦- حوائط طوب |

Index

- حوائط محملة مباشرة على البلاطات ٣٦
- الحالة الحدية القصوى للأنحاء (العزوم) ٣٦
- الحملة التوضيحية للكوود المصري ١٩٩٥ ٣٧
- المقاومة التصميمية للمواد ومعاملات المقاومة لها ٣٠
- المستطيل المكافئ لتوزيع الضغط للخرسانة ٤١
- تأثير حديد التسليح على أسلوب انهيار الخرسانة ٤٣
- طرق تصميم القطاعات الخرسانية بطريقة حالات الحدود القصوى ٤٧

الباب الثالث

- البلاطات المصممة Solid Slabs ٥٥
- (أ) البلاطات المصممة ذات الاتجاه الواحد ٥٨
- (ب) البلاطات المصممة ذات الاتجاهين ٦٣
- تسليح الأركان في البلاطات ذات الاتجاهين ٦٥
- القص في البلاطات المصممة ذات الاتجاه الواحد وذا الاتجاهين ٧٠
- الفتحات في البلاطات المصممة ٧٠
- البلاطات المصممة ذات الاتجاهين بمعاملات ماركوس ٧٣
- البلاطات المصممة ذات الاتجاهين طبقاً ٧٣
- للمواصفات القياسية المصرية لعام ١٩٩٥ م ٨٢
- الأحمال المركزة على البلاطات المصممة ٨٥
- مشكلات خاصة في البلاطات المصممة ٩١

الترخيص في البلاطات :

- أ - البلاطة ذات الاتجاه الواحد ١٠٤
- ب - البلاطات ذات الاتجاهين ١٠٥
- توصيات خاصة للبلاطات المصممة ١٠٧

الباب الرابع

- أنواع خاصة من البلاطات المصممة ١١١
- ١ - البلاطة متوازية الأضلاع ١١٢
- ٢ - البلاطات المصممة في الأركان ١١٣
- ٣ - البلاطات المعتمدة شبه المنحرف ١١٦
- ٤ - حالة بلاطة مصممة ذات شكل مثلث متساوي الساقين ١١٧

Index

- ٥- البلاطة ذات الشكل المنتظم متعدد الأضلاع ١١٩
 ٦ - البلاطة للدائرة ١١٩
 ٧- البلاطات المصممة ذات الأحمال الخطية المركزة عليها ١٢٤
 ٨- البلاطات ذات الشكل القطعة الدائرية ١٢٦
 ٩- البلاطات المصممة المائلة في المسقط للرأسي ١٢٦

الباب الخامس

- بلاطات الطوب المفزع ١٣١
- أ- بلاطات مفزعة ذات اتجاه واحد ١٣١
- تصميم الأعصاب ١٣٥
- تصميم الجزء المصمت ١٣٥
- تصميم للكمرة المدفونة ١٣٧
- استخدام الأعصاب العرضية ١٣٩
- ب - البلاطات المفرغة ذات الاتجاهين ١٤٠
- مشاكل ومعاملات خاصة للبلاطات المفرغة ١٤٦
- ١- بلاطة مفرغة على شكل متوازي أضلاع ١٤٦
- ٢- حمل خطي موازي للأعصاب ١٤٧
- ٣- حمل خطي عمودي على الأعصاب ١٤٩
- ٤- الفتححات في البلاطات المفرغة ١٥١
- خطأ شائع في البلاطات المفرغة ١٥١
- حل يجمع بين البلاطة المفرغة ذات الاتجاه الواحد وذات الاتجاهين ١٥٣
- متطلبات الكود المصري للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٥م للتحديث الأول

١٥٩

الباب السادس

- البلاطات المسطحة Flat Slabs ١٦٥
- تعريف ١٦٥
- المزايا والعيوب ١٦٥
- التكلفة الاقتصادية ١٦٥
- (٤-٤) الأنواع المختلفة للبلاطات المسطحة ١٦٦
- بلاطة مسطحة ذات عادية ١٦٦/
- بلاطة مسطحة ذات بواكس سقوط ١٦٦

Index

| | |
|---|-----|
| البلاطات المسطحة برؤوس | ١٦٧ |
| أصغر أبعاد للأعمدة | ١٦٨ |
| ١- الرئيسية | ١٦٨ |
| ٢- القص أو الاختراق | ١٧٣ |
| طرق التصميم | ١٧٥ |
| ١- طريقة التحليل الفرضي للبلاطات المسطحة | |
| طباقا للكواد المصري لعام ١٩٩٦ | ١٧٥ |
| أنواع الارتكاز الطرفية | ١٧٨ |
| تأثير الكمرة الطرفية | ١٧٩ |
| عزوم الانحناء في الأعمدة | ١٧٩ |
| تسليح تاج الأعمدة | ١٨٢ |
| نصوص الكود المصري لعام ١٩٩٦ م لتصميم البلاطات المسطحة | ١٨٣ |
| تحليل البلاطات المسطحة كإطارات مستمرة (نص الكود المصري) | ١٨٩ |
| الفتحات في البلاطات المسطحة | ١٩٨ |
| أمثلة محلولة | ٢٠٢ |
| تفاصيل إنشائية | ٢١٤ |
| الطريقة الثانية لحل البلاطات المسطحة | |
| التحليل بطريقة الإطارات Frame Method | ٢٢٦ |
| حالات خاصة | ٢٣٩ |
| دراسات خاصة جيدة | ٢٤٠ |
| دراسة مقارنة بين البلاطات ذات الكمرات والبلاطات المسطحة (اللاكمرية) | ٢٥١ |
| الباب السابع | |
| نظرية خطوط الكسر لحل الألواح (البلاطات) المسطحة | ٢٥٥ |
| بند الكود المصري للخرسانة لعام ١٩٩٦ | ٢٥٦ |
| التحديث الأول | |
| نظرية خطوط الكسر (كسر الخضوع) | ٢٥٨ |
| التي تحطم اختيار شكل خطوط الكسر الخضوع | ٢٦٠ |
| طرق التحليل | ٢٦٢ |
| خطوات الحل بطريقة للشكل | ٢٦٤ |

Index

| | |
|---|-----|
| • نظرية السلوك المربع للخضوع | ٢٦٩ |
| • أمثلة محولة | ٢٧٣ |
| • تأثير الأحمال المركزة | ٢٧٧ |
| • بلاطات محملة بأحمال أعمدة | ٢٧٨ |
| • حالة بلاطات ذات فتحات | ٢٧٩ |
| • تحليل البلاطات المسطحة بطريقة خطوط الكسر | ٢٧٩ |
| • خطوات تصميم بلاطات مسطحة محملة على أعمدة غير منتظمة | |
| • التوزيع بطريقة التحليل بنظرية الكسر | ٢٨٥ |
| • جداول مساعدة | ٢٨٧ |
| الباب الثامن | |
| • البلاطات الصممة ذات الأعصاب | ٢٩٧ |
| • WAFFLE SLABS | ٢٩٩ |
| • البلاطات المسطحة ذات الأعصاب | ٣٠٠ |
| • الشدات المستخدمة في تنفيذ البلاطات ذات الأعصاب | ٣٠١ |
| • مثال محلول | ٣٠٦ |
| • تفاصيل تسليح | ٣٠٤ |
| الباب التاسع | |
| • البلاطات المنشأة بالرفع L. FTSLAB | ٣١٩ |
| • خطوات التصميم | ٣٢١ |
| • طرق رفع الأسقف من الأعمدة | ٣٢٦ |
| • تصميم البلاطة في وضعها النهائي | ٣٢٦ |
| • تصميم الأجزاء المعدنية | ٣٢٩ |
| الباب العاشر | |
| • البلاطات سابقة التجهيز Pre Slab | ٣٣٧ |
| • بلاطات الأومني ديك | ٣٣٩ |
| • مثال محلول | ٣٤٠ |
| • إضافات الكود المصري رقم ٢٠٣ لعام ٢٠٠١ لإكمال تصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة | ٣٤٧ |
| • جداول مساعدة في تصميم البلاطات | ٣٨١ |
| • مراجع الكتاب | ٣٤٧ |

Other Books for the Author

- Design of Reinforced Concrete Slabs
- Design of Reinforced Concrete Stairs
- Design of Reinforced Concrete Mosques
- Design of Reinforced Concrete Beams
- Foundation Design part I
- Foundation Design part II

أسباب انهيارات المباني (طرق الترميم والصيانة)
التصميم الإنشائي للكمرات الخرسانية
تصميم المنشآت الخرسانية لمقاومة الرياح والزلازل
الزلازل وسلامة مسكنك
التصميم الإنشائي للبلاطات الخرسانية
الدليل الإنشائي لتصميم المنشآت الخرسانية المسلحة

Bibliotheca Alexandrina



0483590

دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع

٥٠ شارع الشيخ ربحان - عابدين - القاهرة

٧٩٥٤٢٢٩ ☎

e-mail: sbh@link

www.sbhg.com

I.S.B.N 977-287-339-7